

ASPETOS GEOTÉCNICOS DA EXTENSÃO DE UM AEROPORTO EM SOLOS DE BAIXA RESISTÊNCIA

TIAGO MIGUEL DA ROCHA MACHADO

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor António Joaquim Pereira Viana da
Fonseca

Coorientador: Professora Doutora Almudena da Costa Garcia

JULHO DE 2014

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2013/2014

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2013/2014 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2014.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus pais

*“Nunca se pode concordar em rastejar,
quando se sente ímpeto de voar.”*

Hellen Keller

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar agradeço ao meu orientador, Prof. Doutor António Joaquim Pereira Viana da Fonseca, pela paciência, disponibilidade e carácter demonstrados no esclarecimento e ajuda de qualquer questão.

Agradeço à minha coorientadora, Prof, Doutora Almudena da Costa Garcia, pela disponibilidade, dedicação, prontidão e paciência demonstrados durante a minha estadia em Espanha.

À Doutora Sara Rios da Rocha e Silva pela revisão e sugestões apontadas ao trabalho efetuado.

À minha família, em especial aos meus pais, que sempre me acompanharam, apoiaram, motivaram e aturaram ao longo de todos estes anos.

À Joana Eduarda por ser a namorada mais paciente e compreensiva possível, que sempre me acompanhou, apoiou e acarinhou, mesmo nos maus momentos.

Por fim, agradeço a todos os meus colegas e amigos que me acompanharam e apoiaram ao longo deste processo em especial aqueles que dispensam nomes.

RESUMO

O presente trabalho tem como objetivo a análise e interpretação dos trabalhos efetuados na extensão do aeroporto de Santander (2008-2010) no qual foi construída uma nova pista de rodagem e uma ampliação da área de estacionamento de aviões. Esta análise teve em conta os vários estudos levados a cabo na zona afeta, onde são predominantes os solos moles. As soluções encontradas para responder às características geomecânicas próprias destes solos em termos de assentamentos centraram-se na execução de pré-cargas, colunas de brita e/ou drenos verticais, por forma a diminuir os tempos de consolidação.

Com vista à determinação dos assentamentos em pré-carga e drenos verticais, diferidos no tempo, e à comparação de resultados de projeto com os resultados numéricos, procedeu-se a uma análise numérica com recurso ao programa de métodos finitos PLAXIS.

PALAVRAS-CHAVE: Solos moles, pré-carga, drenos verticais, consolidação, assentamentos, PLAXIS.

ABSTRACT

This study aims to analyse and interpret the work of the extent of Santander airport (2008-2010) in which was built a new carriageway and an expansion of the aircraft parking area. This analysis took into account the various studies carried out in the area affects where soft soils are prevalent. The solutions to answer the geomechanical characteristics of this soils in terms of settlements focused on implementing the pre-load and vertical drains, in order to reduce the time of consolidation.

For the establishment of settlements in preload and vertical drains, deferred in time, and the comparison of results of the project with the numerical results, proceeded to a numerical analysis using the finite methods PLAXIS program.

KEYWORDS: soft soils, preload, vertical drains, consolidation, settlements.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO GERAL	1
1.2. PRINCIPAIS OBJETIVOS	3
1.3. ESTRUTURA DA TESE	3
2. Consolidação de Solos Moles	5
2.1. SOLOS MOLES	5
2.1.1. INTRODUÇÃO	5
2.1.2. PRINCIPAIS PROPRIEDADES	7
2.1.3. INFLUÊNCIA DA ÁGUA	8
2.2. CONSOLIDAÇÃO	9
2.2.1. DEFINIÇÃO	9
2.2.2. ANALOGIA DE TERZAGHI	10
2.2.3. TEORIA DE CONSOLIDAÇÃO DE TERZAGHI	12
2.3. ENSAIOS LABORATORIAIS	12
2.3.1. INTRODUÇÃO	12
2.3.2. ENSAIO EDOMÉTRICO	13
2.3.3. ENSAIO TRIAXIAL NÃO DRENADO	18
2.3.4. DETERMINAÇÃO DA ENVOLVENTE DE MOHR-COULOMB	22
2.4. ACELERAÇÃO DA CONSOLIDAÇÃO	25
2.4.1. INTRODUÇÃO	25
2.4.2. SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS	25
2.4.2.1. Pré-carga	25
2.4.2.2. Drenos Verticais	26
2.4.2.3. Metodologia de Dimensionamento	29
2.4.2.4. Pormenores Construtivos	34

3. Apresentação do Caso de Estudo	37
3.1. INTRODUÇÃO	37
3.1.1. CAMPANHAS DE RECONHECIMENTO	37
3.1.2. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO TERRENO	39
3.1.3. CONSIDERAÇÕES SOBRE SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS	40
4. Modelação Numérica	43
4.1. PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS	43
4.1.1. INTRODUÇÃO	43
4.1.2. MODELAÇÃO NO PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS	44
4.1.2.1. DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA	44
4.1.2.2. DEFINIÇÃO DOS MATERIAIS	45
4.1.2.3. CONDIÇÕES FREÁTICAS	46
4.1.2.4. VALIDAÇÃO ANALÍTICA	46
4.2. ANÁLISE SEM DRENOS	49
4.2.1. INTRODUÇÃO	49
4.2.2. MODELO ANALÍTICO	50
4.2.3. MODELO POR FORMULAÇÃO EM EXCEL	51
4.2.4. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS ANALÍTICOS COM OS RESULTADOS DA FORMULAÇÃO EM EXCEL	53
4.2.5. COMPARAÇÃO COM OS RESULTADOS OBTIDOS NO PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS	54
4.2.6. AJUSTAMENTO DA PERMEABILIDADE NO PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS	56
4.3. ANÁLISE COM DRENOS	60
4.3.1. ZONA DE AMOLGAMENTO	60
4.3.2. MODELO DE FORMULAÇÃO EM EXCEL	62
4.3.2.1. DRENOS COM ESPAÇAMENTO DE 1,5 M	62
4.3.2.2. DRENOS COM ESPAÇAMENTO DE 1,0 M	62
4.3.2.3. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS ENTRE DRENOS	63
4.3.3. MODELO NUMÉRICO	64
4.3.3.1. DRENOS COM ESPAÇAMENTO DE 1,5 M	64
4.3.3.2. DRENOS COM ESPAÇAMENTO DE 1,0 M	65
4.3.3.3. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS ENTRE DRENOS	66
4.3.4. COMPARAÇÃO DOS MODELOS	67

4.3.5. AJUSTAMENTO DO RAIO DA ZONA DE AMOLGAMENTO	68
---	----

5. Interpretação de Resultados71

5.1. MEDIÇÕES71

5.1.1. INTRODUÇÃO71

5.1.2. LINHA CONTÍNUA DE ASSENTAMENTOS72

5.1.3. PLACAS DE ASSENTAMENTOS73

5.1.4. COMPARAÇÃO COM OS RESULTADOS DOS MODELOS75

5.1.5. PERFIS DE ASSENTAMENTOS74

5.2. CAMADA TEÓRICA78

5.2.1. FUNDAMENTO78

5.2.2. PERFIL DE ASSENTAMENTOS E INTERPRETAÇÃO78

6. Considerações Finais82

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS85

Anexos86

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.1.1 – Aeroporto de Santander em 2007	1
Fig.1.2 – Aeroporto de Santander em 2011	2
Fig.2.1 – Fases do solo com respetivos pesos e volumes	6
Fig.2.2 – Definição dos limites de Atterberg	7
Fig.2.3 – Arrumação das partículas sólidas e da água devido às suas cargas elétricas	9
Fig.2.4 – Modelo analógico de Terzaghi	10
Fig.2.5 – Esquema de um edómetro	13
Fig.2.6 – Ciclo de carga e descarga e relação do índice de vazios com a tensão efetiva vertical	14
Fig.2.7 – Comportamento da curva in situ com a curva obtida em laboratório	15
Fig.2.8 – Construção empírica de Casagrande	17
Fig.2.9 – Parâmetros que definem a compressibilidade do solo	18
Fig.2.10 – Esquema da prensa com a célula triaxial	19
Fig.2.11 – Pormenor da célula triaxial	19
Fig.2.12 – Forças aplicadas à amostra durante o ensaio triaxial não drenado	20
Fig.2.13 – Fases de um ensaio triaxial não drenado	21
Fig.2.14 – Relação entre a tensão de desvio e do excesso de pressão neutra com as deformações de amostras normalmente consolidadas e sobreconsolidadas	22
Fig.2.15 – Circunferências e envolvente de Mohr-Coulomb	23
Fig.2.16 – Diagrama $s' - t$	23
Fig.2.17 – Envolvente de Mohr-Coulomb para amostras normalmente consolidadas e sobreconsolidadas	24
Fig.2.18 – Casos de instabilidade de aterros ou pré-carga	25
Fig.2.19 – Carregamento de um estrato por um aterro	26
Fig.2.20 – Assentamentos do solo em função do tempo sem pré-carga e com pré-carga	26
Fig.2.21 – Exemplo de aterros sobre argila mole	27
Fig.2.22 – Pormenor da constituição de um dreno	28
Fig.2.23 – Tipos de malha de drenos verticais (Holtz, 1991)	28
Fig.2.24 – Assentamentos do solo em função do tempo sem e com drenos	29
Fig.2.25 – Relação entre o grau de consolidação médio e o fator tempo	31
Fig.2.26 – Célula de Rowe para a determinação do coeficiente de consolidação radial	33
Fig.2.27 – Exemplo de drenos geossintéticos	34
Fig.2.28 – Equipamento de instalação de drenos	35

Fig.3.1 – Exemplo de um ensaio SPT.....	37
Fig.3.2 – Exemplo dos parâmetros obtidos por CPTU.....	38
Fig.3.3 – Planta do aeroporto com localização dos reconhecimentos.....	39
Fig.3.4 – Consistência dos materiais quaternários	40
Fig.4.1 – Exemplo da malha e deslocamentos de um aterro elaborado com recurso ao Plaxis 2D	44
Fig.4.2 – Geometria do problema.....	44
Fig.4.3 – Representação dos materiais	46
Fig.4.4 – Condições freáticas.....	46
Fig.4.5 – Excesso de pressão neutra.....	47
Fig.4.6 – Pressão neutra antes do carregamento.....	48
Fig.4.7 – Tensão efetiva vertical antes do carregamento	48
Fig.4.8 – Pressão neutra após o carregamento.....	49
Fig.4.9 – Tensão efetiva após o carregamento.....	49
Fig.4.10 – Evolução dos assentamentos em função do tempo do modelo analítico.....	51
Fig.4.11 – Evolução dos assentamentos em função do tempo do modelo por formulação em Excel ..	53
Fig.4.12 – Comparação entre o modelo analítico e o modelo por formulação	54
Fig.4.13 – Comparação Com os Resultados Obtidos No Programa de Elementos Finitos	56
Fig.4.14 – Variação do módulo edométrico no modelo analítico e modelo por formulação em Excel ..	57
Fig.4.15 – Variação do módulo edométrico no Plaxis em comparação com os modelos anteriores	58
Fig.4.16 – Ajustamento da curva de consolidação	59
Fig.4.17 – Assentamentos finais para diferentes módulos edométricos.....	60
Fig.4.18 – Zona de Amolgamento.....	61
Fig.4.19 – Modelo 2D e 3D, respetivamente, de um dreno com zona de amolgamento.....	61
Fig.4.20 – Exemplo do modelo em Plaxis com drenos verticais.....	62
Fig.4.21 – Evolução da curva de consolidação para drenos espaçados de 1,5 m no modelo de formulação em Excel.....	62
Fig.4.22 – Evolução da curva de consolidação para drenos espaçados de 1,0 m no modelo de formulação em Excel.....	63
Fig.4.23 – Comparação entre a evolução da curva de consolidação com drenos espaçados de 1,5 e 1,0 m.....	64
Fig.4.24 – Evolução da curva de consolidação para drenos espaçados de 1,5 m no modelo numérico	65
Fig.4.25 – Evolução da curva de consolidação para drenos espaçados de 1,0 m no modelo numérico	66

Fig.4.26 – Comparação entre a evolução da curva de consolidação com drenos espaçados de 1,5 e 1,0 m.....	67
Fig.4.27 – Comparação entre o modelo de formulação em Excel e o modelo numérico para drenos com espaçamento de 1,0 m	68
Fig.4.28 – Variação da razão entre raios no modelo de formulação em Excel	69
Fig.4.29 – Variação da razão entre raios no modelo numérico	69
Fig.4.30 – Comparação entre o modelo de formulação em Excel e o modelo numérico com uma razão entre raios igual ao limite superior do intervalo.....	70
Fig.5.1 – Elementos de uma linha contínua de assentamentos	71
Fig.5.2 – Evolução dos assentamentos da linha contínua de assentamentos	73
Fig.5.3 – Evolução dos assentamentos da placa de assentamentos A.....	74
Fig.5.4 – Evolução dos assentamentos da placa de assentamentos B.....	75
Fig.5.5 – Comparação entre os assentamentos registados pelas medições e os resultados obtidos nos modelos	76
Fig.5.6 – Comparação do perfil de assentamento do modelo numérico com os perfis de assentamento das medições	76
Fig.5.7 – Comparação do perfil de assentamento do modelo numérico com os perfis de assentamento das medições, a toda a largura do aterro	78
Fig.5.8 – Evolução da curva de assentamentos do modelo analítico e do modelo de formulação em Excel.....	79
Fig.5.9 – Comparação dos perfis de assentamento das medições com o assentamento total do modelo analítico	81

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Classificação dos solos quanto à sua consistência	7
Tabela 2.2 – Correspondência entre o modelo analógico de Terzaghi e o carregamento de um estrato confinado	11
Tabela 2.3 – Solução da equação de consolidação radial	32
Tabela 4.1 – Parâmetros dos materiais utilizados no programa Plaxis	45
Tabela 4.2 – Características do problema	47
Tabela 4.3 – Parâmetros dos materiais	50
Tabela 4.4 – Propriedades dos materiais	52
Tabela 4.5 – Coeficientes de Permeabilidade	55
Tabela 4.6 – Valores da permeabilidade em função do módulo edométrico.....	57
Tabela 4.7 – Parâmetros finais	59
Tabela 5.1 – Medições da linha contínua de assentamentos.....	72
Tabela 5.2 – Medições da placa de assentamentos A	73
Tabela 5.3 – Medições da placa de assentamentos B	74
Tabela 5.4 – Características da camada teórica.....	79
Tabela 5.5 – Parâmetros do solo	80

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

$\Delta\sigma'_v$ – acréscimo da tensão efectiva vertical.

Δe – variação do índice de vazios.

ε_{vol} – variação volumétrica.

ϕ – ângulo de atrito do solo.

ϕ' – ângulo de atrito efectivo do solo.

γ – peso volúmico do solo.

γ_w – peso volúmico da água.

φ – inclinação da envolvente de rotura.

σ – tensão normal total.

σ'_0 – tensão efectiva inicial do solo.

σ'_{v0} – tensão efectiva vertical inicial do solo.

σ_{v0} – tensão vertical inicial do solo.

σ'_p – tensão de pré-consolidação do solo.

σ_{vf} – tensão vertical na rotura.

τ – tensão tangencial ou de corte .

τ_f – tensão de corte num plano horizontal na rotura.

a_v – coeficiente de compressibilidade.

C_c – índice de compressibilidade.

C_r – índice de recompressibilidade.

C_s – índice de expansibilidade.

c – coesão do solo.

c' – coesão efectiva do solo.

c_v – coeficiente de consolidação vertical.

c_h – coeficiente de consolidação radial.

E – módulo de elasticidade

E_m – módulo edométrico

e – índice de vazios.

e_0 – índice de vazios inicial.

F_m – força da mola.

H – percurso máximo que a água tem que percorrer para sair do estrato.

- h_w – distância do nível freático ao ponto médio da camada.
- I_p – índice de plasticidade.
- I_c – índice de consistência.
- I_L – índice de liquidez.
- k – coeficiente de permeabilidade.
- k_h – coeficiente de permeabilidade horizontal.
- k_v – coeficiente de permeabilidade vertical.
- k_{ax} – coeficiente de permeabilidade axissimétrica.
- m_h – coeficiente de compressibilidade volumétrica radial.
- m_v – coeficiente de compressibilidade volumétrica vertical.
- n – razão dos raios de drenos verticais.
- N – número de capas drenantes.
- P_d – peso do disco.
- P_o – peso do objeto.
- ROC – grau de sobreconsolidação do solo.
- R – raio de influência do dreno.
- r_w – raio do dreno.
- s – espaçamento entre drenos.
- s_c – assentamento por consolidação.
- $s_c(t)$ – assentamento por consolidação num dado instante (t).
- t – espaço de tempo.
- T_{50} – fator tempo correspondente ao grau de consolidação de 50%.
- t_{50} – valor da variável temporal quando o grau de consolidação médio é de 50%.
- T_{90} – fator tempo correspondente ao grau de consolidação médio de 90%.
- t_{90} – valor da variável temporal quando o grau de consolidação médio é de 90%.
- T_r – fator tempo radial.
- T_v – fator tempo vertical.
- u – tensão da água nos poros do solo (poro-pressão ou pressão neutra).
- u_e – sobrepressão na água.
- u_0 – pressão neutra inicial.
- \bar{U}_r – grau de consolidação médio radial.
- $\bar{U}(t)$ – grau de consolidação médio num dado instante t .
- \bar{U}_z – grau de consolidação médio vertical.

$\bar{U}_z(t)$ – grau de consolidação médio vertical num dado instante t.

V_v – volume de vazios.

V_w – volume de partículas sólidas.

w – teor em água.

W_w – peso da fase líquida.

W_s – peso da fase sólida.

w_L – limite de liquidez.

w_p – limite de plasticidade.

w_S – limite de retração.

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO GERAL

O aeroporto de Santander, no Norte de Espanha, foi considerado durante muitos anos como uma infraestrutura subutilizada, pois a reduzida frequência de voos efetuados e as altas tarifas aplicadas faziam com que o tráfego aéreo se deslocasse maioritariamente para o aeroporto de Bilbao, situado aproximadamente a 100 km de Santander.

A demanda por um aeroporto mais preponderante e funcional na província de Cantábria levou a um acordo entre as entidades governamentais desta província e uma companhia aérea de baixo custo. De facto, conseguiu-se triplicar o número de passageiros por ano em meia década, levando assim à elaboração de um projeto de ampliação e modernização das infraestruturas do aeroporto com vista a uma maior funcionalidade e à possibilidade da utilização de aeronaves de maiores dimensões.

Com efeito, tal projeto teve como finalidade a construção de uma nova pista de circulação, paralela à pista de descolagem existente, a ampliação da zona de estacionamento de aeronaves e a modernização do terminal. Este foi executado entre o ano 2008 e 2010, elevando assim a capacidade de operação do aeroporto para mais de 2 milhões de passageiros por ano. Podemos observar o especto do aeroporto antes da execução do projeto, Figura 1.1, e após a sua execução, Figura 1.2.



Figura 1.1 - Aeroporto de Santander em 2007



Figura 1.2 – Aeroporto de Santander em 2011

Previamente à execução do projeto de ampliação e modernização, foi necessário levar a cabo um extenso estudo de reconhecimento sobre as características geotécnicas da zona onde o aeroporto se localiza com o objetivo de se optar pelas melhores soluções construtivas tendo em conta a exequibilidade destas e os prazos de obra. Posto isto, este situa-se localizado na baía de Santander, tendo a sua área sido recuperada nos anos 60 à custa da deposição de materiais muito moles, nomeadamente de argilas siltosas e siltes argilosos. Em relação ao ambiente geológico da zona em análise, é possível destacar o substrato rígido do período Triásico, que ocupa praticamente toda a metade sul da baía e se apresenta a profundidades muito variáveis. Sobre este, apresentam-se camadas de materiais quaternários resultantes de uma exposição às marés, sendo a sua natureza muito distinta. Posto isto, estamos perante uma zona com camadas intercalares de materiais argilosos, siltosos e predominantemente arenosos. É ainda de notar que o nível freático se situa globalmente a uma profundidade de 1 m, considerando-se assim que este está muito próximo da superfície.

De modo a se obter um vasto reconhecimento geotécnico da zona, foram executadas num estudo prévio dez sondagens de rotação com extração contínua de amostra e ensaios SPT (*Standard Penetration Test*), catorze ensaios de penetração dinâmica contínua tipo DPH (*Heavy Dynamic Penetration*) e cinco poços.

Com recurso às amostras obtidas pelas sondagens foram efetuados ensaios de compressão simples e edométricos, com medições da consolidação, de modo a identificar o comportamento mecânico e químico dos estratos.

É de referir que das sondagens executadas, seis chegaram ao estrato rijo entre os 7 e 14 m enquanto as restantes quatro se finalizaram sem alcançar este. Quanto aos penetrómetros dinâmicos, estes pararam a uma profundidade de 10 m, sendo que apenas três destes alcançaram um estrato de boas características, a uma profundidade entre os 8 a 9 m.

Apesar da campanha de reconhecimento em estudo prévio fornecer consideráveis informações sobre as condições do terreno e permitir retirar importantes conclusões acerca deste, foi proposta uma campanha adicional de modo a colmatar dúvidas existentes em certos aspetos a serem considerados na execução da obra.

Posto isto, o primeiro aspeto a colmatar centra-se na não deteção do estrato rijo em quatro das dez sondagens o que aconselhava a aumentar o reconhecimento para descartar a presença de paleocauces, rochas não propriamente de boas características e relativamente frequentes na zona. Para além de

sondagens adicionais em locais particulares foi ainda realizado um reconhecimento geofísico através de tomografia elétrica e sísmica passiva. O segundo especto foca-se nas soluções propostas em projeto que incluem pré cargas com ou sem aceleração da consolidação com drenos verticais ou colunas de brita, sendo que a estimativa dos tempos de consolidação são muito importantes para a fase de execução da obra. Por esse motivo considerou-se conveniente precisar o valor do coeficiente de consolidação horizontal médio do solo através da realização de ensaios piezométricos CPTU (*Cone Penetration Test*). Para além destes, também se procedeu à realização de ensaios pontuais de dissipação (*Holding Test*), onde é possível retirar diretamente o valor de consolidação horizontal.

Para cumprir os objetivos pretendidos realizaram-se no reconhecimento adicional sondagens de rotação com extração contínua de amostras inalteradas de 3 m recorrendo ao tubo Shelby e ensaios de permeabilidade tipo Lefranc. É de referir que todas as sondagens alcançaram o estrato rijo. Foram ainda realizados ensaios em laboratório sobre as amostras obtidas e instalados onze piezómetros em toda a zona em causa. Foram efetuados quarenta e cinco poços, criteriosamente espalhados, de modo a se obter uma leitura precisa do nível freático ao longo de um largo período de tempo.

Uma vez que perante as características geológicas apresentadas são previsíveis grandes assentamentos diferidos no tempo, foi necessário optar, por dois tratamentos de consolidação acelerada de modo a cumprir os prazos estipulados para a execução da obra, nomeadamente a instalação de drenos verticais ou colunas de brita.

1.2. PRINCIPAIS OBJETIVOS

No presente trabalho procura-se contribuir para uma melhor compreensão do comportamento dos solos moles, ou baixa resistência, sob a influência de aterros de sobrecarga e recurso a sistemas de drenagem, nomeadamente de drenos verticais, estudando a evolução da consolidação dos solos e dos assentamentos diferidos no tempo durante e após o período de construção, associados quer à aplicação de cargas quer aos processos de aceleração da consolidação. Este trabalho tem igualmente os objetivos prévios de estudar o processo de consolidação em solos moles e como estes são influenciados por determinados fatores, bem como as soluções de aceleração da consolidação atualmente mais utilizadas.

1.3. ESTRUTURA DA TESE

No capítulo 1 é feita uma breve introdução ao enquadramento geral da obra em estudo, onde é referida a zona onde esta se situa e se destaca uma pequena história sobre o contexto da obra, condicionantes físicas e económicas, bem como o mais importante para este estudo, as características geomecânicas dos solos presentes na zona em causa. São ainda referidos alguns métodos de sondagens e ensaios de prospeção.

Prosseguindo no capítulo 2 são introduzidos alguns conceitos básicos sobre a formação de solos e conceitos associados a solos moles, as suas principais propriedades, limites de consistência e a influência da presença de água no comportamento deste tipo de solos. É ainda abordada a definição de consolidação e como esta se processa, fazendo-se especialmente referência à analogia de Terzaghi e à sua teoria da consolidação. São ainda mencionados ensaios laboratoriais, tais como o ensaio edométrico e como este se realiza e a determinação da envolvente de Mohr-Coulomb e como esta é obtida. Os tempos de aceleração da consolidação são igualmente abordados, introduzindo-se os seus benefícios e modo como afetam o comportamento dos solos moles. São assim mencionadas soluções construtivas para este efeito, nomeadamente a utilização de aterros de sobrecarga e drenos verticais e o modo como estes são aplicados e que resultados geram.

O capítulo 3 é dedicado à apresentação geral do problema e a sua introdução. São referidas as campanhas de reconhecimento efetuadas, neste caso duas campanhas, uma principal e outra complementar, e que ensaios foram executados no terreno. Aborda-se a caracterização geotécnica do terreno e as considerações sobre as soluções construtivas a serem aplicadas na construção do modelo numérico através de cálculo baseado no método dos elementos finitos. A formulação é aplicada em qualquer fase da obra, quer durante a execução do aterro, quer no período pós-construção.

No capítulo 4 destaca-se a modelação numérica e abordagem analítica, introduzindo-se os conceitos do programa de elementos finitos e a sua funcionalidade, definição de propriedades, geometrias e condições de fronteira. É abordada a resolução analítica de assentamentos e a sua evolução no tempo, posteriormente utilizada na formulação analítica para cálculo de curvas de consolidação com drenos, sendo igualmente resolvido numericamente os casos onde não existe presença de drenos e com drenos de diferentes espaçamentos. São ainda estudadas comparações entre os modelos, procedidas de ajustamentos e comparação de resultados.

Com recurso ao programa numérico, o problema base é estudado com maior detalhe, que consiste num solo mole solicitado por um carregamento exterior associado à construção de um aterro, de desenvolvimento em planta admitido como infinito.

Neste capítulo são ainda realizadas análises e comparações dos resultados obtidos pela aplicação do modelo numérico, nomeadamente no que se refere ao comportamento geral, à análise de deslocamentos e sua evolução com o tempo. Dá-se especial atenção às variações que ocorrem desde o início do carregamento até à total dissipação dos excessos de pressão neutra gerados durante a construção do aterro.

No capítulo 5 procede-se à interpretação dos resultados obtidos pelos modelos analíticos e pelo modelo numérico e dos resultados alcançados por medições in situ com os dados obtidos por elementos de medição, fazendo referência a alguns métodos de medição e aos perfis transversais de assentamentos atingidos.

Ainda no presente capítulo é abordada uma questão teórica relativamente à composição dos estratos e a interpretação da sua influência.

Relativamente ao capítulo 6, são referidas neste as conclusões possíveis de retirar do trabalho elaborado e as considerações finais relativamente a este tendo em conta as análises, comparações e interpretações alcançadas.

Finalmente, no capítulo 7 são apresentados os anexos referentes aos dados obtidos em profundidade via a execução de ensaios piezométricos, estimação de parâmetros geotécnicos, perfil da litologia e análise das dissipações.

2

CONSOLIDAÇÃO DE SOLOS MOLES

2.1. SOLOS MOLES

2.1.1. INTRODUÇÃO

Os solos resultam, na sua generalidade, da desintegração e decomposição das rochas que compõem a crosta terrestre. Estas, uma vez expostas à superfície, ficam sujeitas às ações físicas da água, do vento e da gravidade, começando o maciço rochoso original a fraturar-se e a desagregar-se em blocos que se deslocam para novas posições de equilíbrio. A este movimento está normalmente associada uma nova fraturação e fissuração de cada bloco, provocadas pelo choque com outras rochas ou fragmentos. Deste modo, qualquer corpo rochoso tende a ser progressivamente desagregado em blocos cada vez mais pequenos, formando eventualmente os solos, sendo que este processo designa-se por meteorização.

À medida que os grãos se tornam gradualmente mais pequenos, a sua massa reduz de tal forma que se atinge o limite a partir do qual as tensões que resultam do choque destes com outro qualquer corpo deixam de ser capazes de provocar novas divisões nestes mesmos grãos. Isto significa que os processos físicos que desencadeiam a formação dos solos têm um limite e não são capazes de originar partículas de menores dimensões quando atingem este. No entanto, existem processos químicos que também intervêm na formação dos solos, levando deste modo à formação de grãos de menores dimensões do que os gerados pelos processos físicos.

Os processos químicos tendem a gerar partículas minerais, usualmente de forma laminar, e ocorrem se as partículas de um solo estiverem em contacto com um líquido cujas propriedades tendam a desenvolver combinações químicas com os minerais de que o solo é composto.

No decorrer dos processos referidos, as partículas segregadas tendem a concentrar-se em determinado local segundo determinado tamanho dos grãos. Desta forma, é comum existirem depósitos relativamente uniformes de sedimentos transportados pela ação do vento ou da água.

As reduzidas dimensões das partículas, quando transportadas pela ação da água para um lago ou oceano, fazem com que estas demorem muito tempo a sedimentar, originando depósitos de solos muito finos.

Para que um solo fino possa ser caracterizado como um solo mole ou de baixa resistência é necessário uma avaliação da sua consistência. Não obstante, os solos moles são, geralmente, depósitos aluvionares silto-argilosos, que contêm por vezes altos teores de matéria orgânica e se localizam frequentemente abaixo do nível freático, estando deste modo num estado saturado ou próximo deste.

É necessário compreender previamente que um solo é constituído por três fases de estado, a fase sólida (partículas sólidas do solo), a fase líquida (água presente nos poros) e a fase gasosa (ar existente nos poros). A presença destas fases pode ser traduzida numa grandeza definida como o índice de vazios (e).

Esta consiste na razão entre o volume de vazios (V_v) e o volume de partículas sólidas (V_s). Pode-se igualmente definir a partir destas fases o teor em água (w), traduzido pela razão entre o peso da fase líquida (W_w) e a fase sólida (W_s).

$$e = \frac{V_v}{V_s} \quad (2.1)$$

$$w = \frac{W_w}{W_s} \quad (2.2)$$

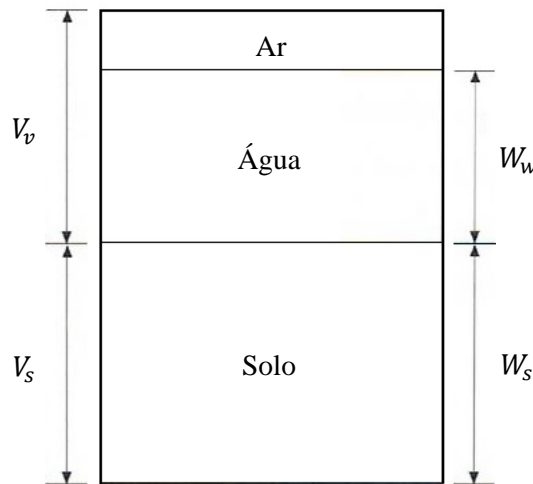


Figura 2.1 – Fases do solo com respetivos pesos e volumes

Para a avaliação da consistência de um solo podem ser empregues os *limites de consistência*, também denominados por *limites de Atterberg*.

No caso de solos finos, compreende-se que o teor em água é o parâmetro físico fundamental que rege o seu comportamento. Enquanto num solo granular o índice de vazios não depende do teor em água, num solo fino saturado este índice está diretamente relacionado com o teor em água.

Tendo em análise a definição dos limites de Atterberg, Figura 2.2, quando na presença de valores elevados do teor em água, o solo comporta-se como um líquido. Diminuindo de forma constante e progressiva o valor deste, obtém-se um solo moldável, ou por outras palavras, um solo mole. Prosseguindo o mesmo processo o solo passa a ser friável, estado em que o solo começa a fragmentar. A certo ponto, a redução do teor em água deixa de gerar uma diminuição do índice de vazios e obtém-se uma secagem a volume constante.

Os limites que separam estas quatro fases são, respetivamente, o *limite de liquidez* (w_L), *limite de plasticidade* (w_P), e *limite de retração* (w_S). A diferença entre o limite de liquidez e de plasticidade designa-se por *índice de plasticidade* (I_P), e fornece importantes informações sobre o comportamento do solo.

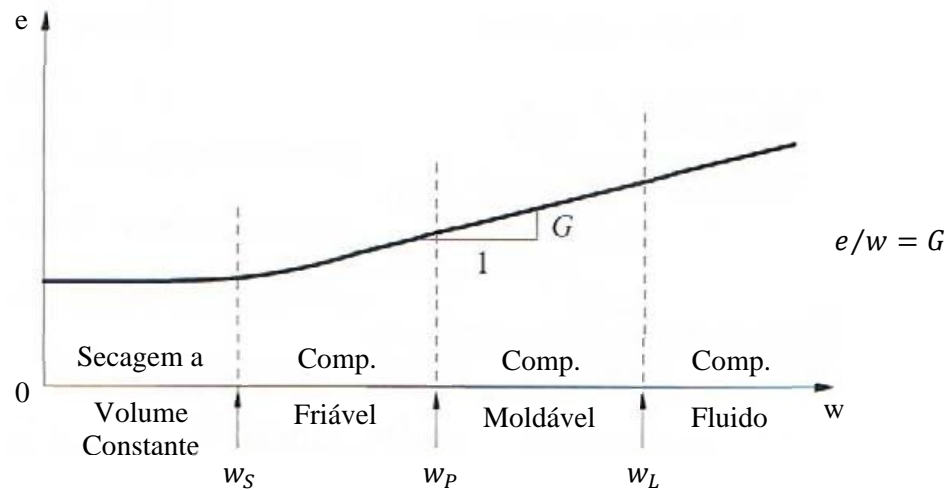


Figura 2.2 – Definição dos limites de Atterberg

De modo a definir os *índices de consistência* (I_C) e de *liquidez* (I_L), recorre-se ao limites de Atterberg em comparação com o teor em água natural de um dado solo de modo a obter de uma forma aproximada a consistência do solo. Posto isto temos:

$$I_C = \frac{w_L - w}{w_L - w_P} = \frac{w_L - w}{I_P} \quad (2.3)$$

$$I_L = \frac{w - w_P}{w_L - w_P} = 1 - I_C \quad (2.4)$$

Tabela 2.1 – Classificação dos solos quanto à sua consistência

Consistência	I_C
Muito Mole	0,0 – 0,25
Mole	0,25 – 0,50
Média	0,50 – 0,75
Rija	0,75 – 1,00
Dura	> 1,00

2.1.2. PRINCIPAIS PROPRIEDADES

Para que se proceda à execução de uma estrutura geotécnica é necessário conhecer se um determinado solo possui as características necessárias para esta seja executada com segurança. Quando um solo é solicitado a responder às aplicações que lhe são destinadas, a ausência destas características poderá levar a que se venham a experimentar efeitos imprevistos, podendo levar, eventualmente, à ruína da estrutura.

Para que este tipo de ocorrências não sucedam, são necessárias, principalmente, três características de forma adequada que o solo terá de possuir: compressibilidade, permeabilidade e resistência.

Uma vez que os solos moles possuem, normalmente, elevada compressibilidade e resistência reduzida, é indispensável que se avalie estas características com cuidado de modo a responder aos problemas geotécnicos que estas originam. Em relação a estes solos, pode-se destacar duas características relevantes de destacar:

- Para além das suas partículas possuírem dimensões muito reduzidas, a forma destas é usualmente laminar;
- As suas partículas são quimicamente muito ativas.

O comportamento dos solos moles é influenciado por diversas propriedades, estando de seguida destacadas algumas destas:

- O valor do ângulo de atrito interno situa-se compreendido entre 20° e 35°, sendo que devido ao facto destes solos possuírem elevados valores de deformabilidade e reduzida permeabilidade o valor do ângulo diminui com o aumento da plasticidade do solo;
- O índice de compressibilidade encontra-se, normalmente, entre os 0,4 e 1,5, podendo no caso de solos com elevado teor de matéria orgânica, atingir valores próximos de 5. Este índice aumenta com o limite de liquidez e com o teor de água;
- A resistência ao corte em condições não drenadas exhibe, em geral, valores inferiores a 40 kPa;
- O peso volúmico destes solos apresenta valores situados entre os 14 kN/m^3 e 18 kN/m^3 ;
- A permeabilidade é reconhecidamente reduzida, sendo normalmente inferior a $10^{-8} m/s$;
- O índice de vazios varia, geralmente, de 1,2 a 3.

2.1.3. INFLUÊNCIA DA ÁGUA

Com base nos pontos anteriores, sabe-se que a água exerce uma forte influência nos solos finos, condicionando o seu comportamento mecânico. A sua presença, traduzida pelo teor em água, determina o índice de vazios e a consistência dos solos.

É conhecido que a forma laminar das partículas presentes nos solos em questão constitui um factor relevante no aumento da superfície específica destas.

Como as moléculas da água são bipolares e as moléculas que constituem as partículas de solo possuem nas suas faces carga eléctrica negativa, ocorre uma interação entre estas, desenvolvendo-se forças de superfície, que possuem maior relevância que as forças gravíticas. A atividade química das partículas atua precisamente através das forças de superfície.

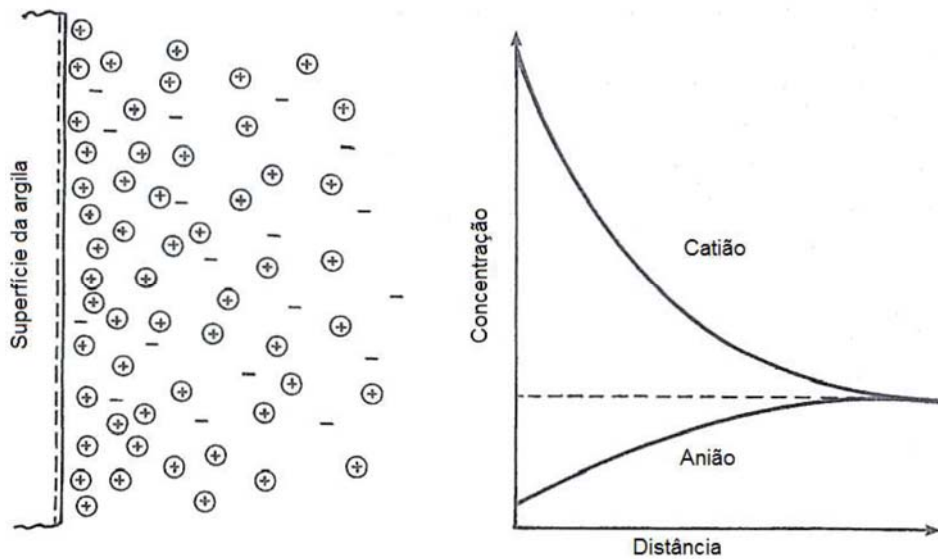


Figura 2.3 – Arrumação das partículas sólidas e da água devido às suas cargas elétricas

É importante destacar este factor, pois o comportamento do solo é inerente à forma como este e a água interagem, formando uma “arrumação” estrutural das partículas. Compreende-se que quanto maior for a superfície específica das partículas, maior será a importância das forças de superfície e maior a atividade química.

A presença da água nestes solos é o factor que determina o modo como decorre a consolidação destes. Desta forma, o conhecimento da influência da água é indispensável no estudo da evolução da consolidação.

2.2. CONSOLIDAÇÃO

2.2.1. DEFINIÇÃO

Os solos em que o seu estado natural exhibe um teor em água e índice de vazios elevados apresentam uma compressibilidade muito alta. Uma vez que os solos nestas condições se encontram saturados e são, em regra, muito pouco permeáveis, a redução de volume que sofrem quando carregados só se faz sentir à medida que a água é progressivamente expulsa do solo, gerando uma redução da espessura da camada e provocando consequentemente um assentamento à superfície. Esta expulsão ocorre lentamente, implicando assim que estes assentamentos possam fazer-se sentir por longos períodos de tempo. Durante este processo, à medida que o solo experimenta os assentamentos, ocorre um aumento da tensão efetiva e redução da tensão neutra.

O estado de consolidação de um solo é definido pelo grau de sobreconsolidação (ROC) e traduz a razão entre a tensão efetiva de pré-consolidação, a máxima tensão efetiva a que um solo já foi sujeito, e a tensão efetiva vertical de repouso.

A classificação quanto ao grau de sobreconsolidação é repartida em três ramos, os solos subconsolidados ($ROC < 1$), em que a sua consolidação ainda não terminou devido à existência de excesso de tensão neutra por dissipar, os solos normalmente consolidados ($ROC = 1$), que nunca estiveram submetidos a uma tensão superior à atual e os solos sobreconsolidados ($ROC > 1$), são solos que já estiveram carregados a tensões superiores à tensão atual, possuindo por essa razão uma baixa compressibilidade.

2.2.2. ANALOGIA DE TERZAGHI

Os solos são constituídos por três fases, sendo elas a fase sólida (partículas sólidas), fase líquida (água presente nos poros do solo) e fase gasosa (ar existente nos poros do solo). Os solos em estudo encontram-se, geralmente, abaixo do nível freático, encontrando-se portanto num estado saturado. Desta forma, os vazios presentes no solo estão preenchidos somente pela fase líquida.

Como foi referido nos pontos anteriores, os assentamentos diferidos no tempo devem-se à percolação da água presente nos poros do solo por meio de um carregamento. Contudo, após a expulsão da água, os assentamentos por consolidação continuam. Este facto deve-se à existência de assentamentos por consolidação secular, que ocorrem devido ao reajustamento das partículas e do esqueleto sólido do solo. Estes assentamentos ocorrem a uma velocidade muito reduzida e só alcançam valores significativos ao fim de longos períodos de tempo e em solos recentes e/ou com alto teor de matéria orgânica. Deste modo, os assentamentos por consolidação no instante do carregamento são exclusivamente suportados pela fase líquida do solo, ficando desta forma submetida a um excesso de pressão neutra. Durante a dissipação, verifica-se a transferência do aumento da tensão total da fase líquida para o esqueleto sólido do solo. A consolidação dá-se por terminada quando a pressão na água dos poros retoma os valores de equilíbrio.

Por forma a se entender melhor as deformações diferidas no tempo de solos carregados e compreender o seu comportamento, podemos recorrer à *Analogia de Terzaghi* ou *Modelo Analógico de Terzaghi*, representado na Figura 2.4. Este modelo pretende representar um estrato de solo confinado, ou seja, incapaz de se deformar horizontalmente, submetido a um carregamento uniformemente distribuído à superfície. Deste modo, recorre-se a um reservatório cilíndrico de paredes rígidas com um êmbolo em forma de disco, no qual existe um orifício estreito, ligado à base do reservatório por uma mola.

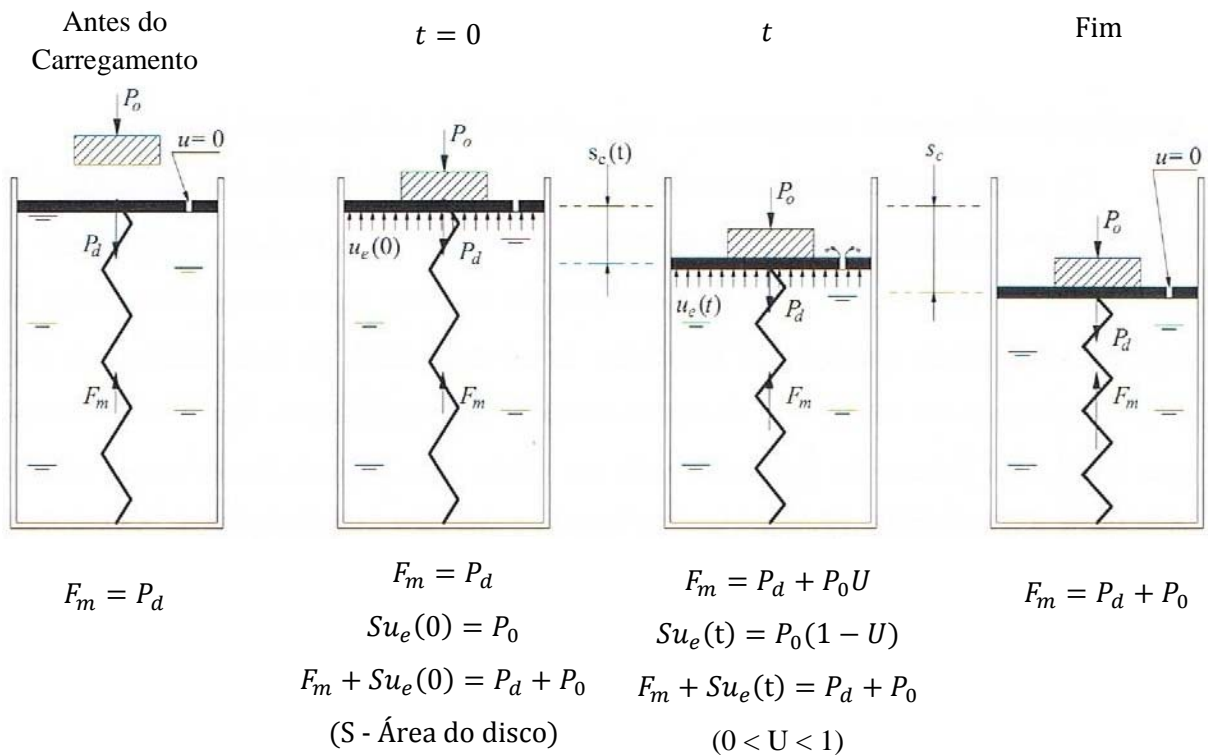


Figura 2.4 – Modelo analógico de Terzaghi

Considera-se um reservatório preenchido com água e uma mola ligando a base deste a um disco com um pequeno orifício. Numa fase inicial a força exercida na mola equilibra o peso do disco. No instante em que o disco é carregado com uma carga, o peso desta é suportado pela água, que desenvolve uma sobrepressão. Imediatamente após, esta sobrepressão causa a expulsão de água pelo orifício, permitindo a descida do disco e um aumento da força mobilizada na mola. Para um determinado instante, o peso da carga é equilibrado pela mobilização das forças da mola e da água. Quando o valor da pressão da água atinge o valor da pressão atmosférica deixa de haver percolação da água. Neste momento o peso da carga é suportado totalmente pela mola e atinge-se uma situação de equilíbrio análoga à inicialmente estabelecida.

Para compreender o que acontece quando um estrato confinado experimenta um carregamento rápido à superfície recorre-se ao paralelismo entre este e o modelo analógico, estando representadas na Tabela 2.2 as devidas correspondências:

Tabela 2.2 – Correspondência entre o modelo analógico de Terzaghi e o carregamento de um estrato confinado

	Modelo de Terzaghi	Carregamento de um estrato confinado
Componentes	Mola	Esqueleto sólido do solo
	Água	Água dos poros do solo
	Disco	Estratos sobrejacentes ao estrato de argila
	Objeto	Obra construída à superfície do terreno
	Dimensões do orifício	Permeabilidade da argila
Tensões ou forças	Força na mola, F_m	Tensão efetiva
	Pressão na água, u	Pressão neutra
	Sobrepressão na água, u_e	Excesso de pressão neutra
	Peso do disco, P_d	Tensão efetiva de repouso
	Peso do objeto, P_o	Sobrecarga aplicada à superfície
Deslocamentos	Altura que o disco desceu até ao instante t , $s_c(t)$	Assentamento por consolidação no instante t
	Altura que o disco desceu no final do processo, s_c	Assentamento por consolidação (final)

As principais conclusões que se podem retirar da observação do modelo analógico de Terzaghi no final da consolidação são:

- Deixa de ocorrer percolação da água;
- A carga é completamente suportada pelo esqueleto sólido do solo;
- O excesso de pressão neutra é dissipado e encontra-se uma situação de equilíbrio;
- A consolidação do solo está ligada à espessura do estrato, às condições de drenagem deste e à permeabilidade.

2.2.3. TEORIA DA CONSOLIDAÇÃO DE TERZAGHI

No ponto anterior foi abordado como se pode avaliar a grandeza dos assentamentos. No entanto, é igualmente importante compreender o tempo que estes demoram a ocorrer. Esta teoria tem precisamente o objetivo de avaliar este facto e tem como bases as seguintes hipóteses:

- O solo em questão é homogéneo e encontra-se num estado saturado;
- É desprezável a compressibilidade das partículas do solo e da água;
- Considera-se constante o coeficiente de permeabilidade, compressibilidade e compressibilidade volumétrica para um pequeno intervalo de tensões e deformações;
- Os estados de tensão e de deformação são uniformes para qualquer secção horizontal e instantânea;
- As deformações sofridas pelo solo e o escoamento da água ocorrem apenas na direção vertical;
- O escoamento da água obedece à lei de Darcy;
- A hipótese da linearidade geométrica é válida.

Posto isto, tem importância destacar as equações que traduzem o coeficiente de consolidação e o factor tempo, em que c_v é o coeficiente de consolidação, k a permeabilidade, m_v a compressibilidade volumétrica, γ_w o peso volúmico da água, T o factor tempo e H representa a maior distância que uma partícula de água tem de percorrer para abandonar o estrato em consolidação em direção a uma fronteira drenante. Posto isto, temos:

$$c_v = \frac{k}{m_v \gamma_w} \quad (2.5)$$

$$T = \frac{c_v t}{H^2} \quad (2.6)$$

2.3. ENSAIOS LABORATORIAIS

2.3.1. INTRODUÇÃO

Neste ponto, são apresentados dois ensaios que têm como finalidade simular, o mais fielmente possível, as solicitações impostas ao solo in situ. Posto isto, de modo a se obter uma melhor reprodução das condições in situ em ensaios laboratoriais, é fundamental manter a preservação dos testemunhos de amostragem e conhecer convenientemente as condições de carregamento e drenagem do solo.

Quando se pretende caracterizar o comportamento de um determinado solo, é essencial conhecer os seus elementos fundamentais de resistência, sendo estes a ligação entre as partículas sólidas, a resistência friccional ao escorregamento entre as partículas sólidas e a coesão e adesão entre as partículas do solo.

A relação existente entre estes elementos e as variáveis que os influenciam revelam a dificuldade de os definir separadamente. Esta dificuldade é revelada quando ocorrem transformações das condições naturais do solo ou impostas a este, como a variação do nível freático, o movimento das águas subterrâneas, a alteração da pressão neutra e do teor em água, entre outros.

O primeiro ensaio a ser abordado caracteriza o estado de confinamento do solo, ou seja, centra-se no estudo das tensões de consolidação (ensaio edométrico). Posteriormente, o segundo ensaio aborda o controlo da resistência ao corte de um solo (ensaio triaxial não drenado).

2.3.2. ENSAIO EDMÉTRICO

Como a recolha de uma amostra é efetuada, normalmente, em profundidade, significa que esta se encontra sob uma tensão mais elevada do que a tensão presente após a sua recolha. Estas alterações ao nível do estado de tensão devem ser, num panorama ideal, as únicas alterações a ocorrer, de modo a que sejam preservadas da melhor maneira as características da amostra. Posto isto, é necessário tentar restabelecer em laboratório as condições originais, nomeadamente a razão entre a tensão efetiva vertical e a tensão efetiva horizontal. Por forma a alcançar o estado de tensão original da amostra procede-se à consolidação desta.

Os ensaios edométricos permitem simular as condições de carregamento, deformação e drenagem em estratos confinados. Estas simulações tornam possível conhecer determinados parâmetros que caracterizam o comportamento do solo, como a compressibilidade, permeabilidade, coeficiente de consolidação, tensão de pré-consolidação e as características de fluência.

Estes ensaios consistem na aplicação sucessiva de carregamentos verticais sobre uma amostra de forma cilíndrica confinada lateralmente e com uma altura aproximadamente um meio do seu raio. O confinamento lateral é aplicado por um anel metálico no qual a amostra está inserida. Este anel impede assim que esta sofra deformações laterais e não permite que ocorra drenagem lateral. Através da colocação de um elemento poroso, que permite a drenagem do solo, na base e no topo da amostra e após esta se encontrar confinada pelo anel metálico, que impede drenagem lateral, é alcançada uma consolidação unidirecional.

Como se trata de um ensaio não drenado, a célula edométrica é completamente preenchida com água, sendo possível observar na Figura 2.5 o esquema de um edómetro, aparelho utilizado no tipo de ensaio referido.

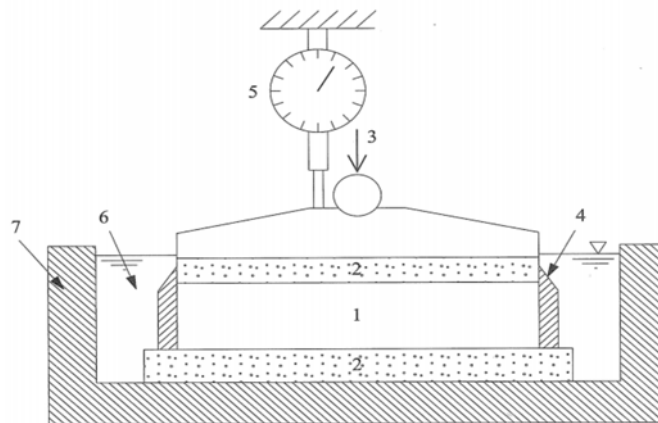


Figura 2.5 – Esquema de um edómetro

- 1 - Amostra saturada
- 2 - Elemento poroso
- 3 - Carregamento (aplicado por escalões)
- 4 - Anel metálico
- 5 - Transdutor (medição dos deslocamentos verticais)
- 6 - Água
- 7 - Contentor

Com recurso ao edómetro é possível registar os assentamentos ao longo do tempo sentidos na amostra, devido à aplicação de um carregamento vertical. Estes assentamentos são traduzidos pela expulsão de água presente na amostra e consequente aumento do seu grau de consolidação.

No carregamento da amostra, a grandeza das cargas aplicadas é, geralmente, o dobro da carga anterior e devem ser mantidas, pelo menos, por 24h. Estas devem ser condicionadas da melhor forma, de modo a simular o estado de tensão *in situ*, originalmente presente no solo.

Na Figura 2.6 mostra-se o ciclo de carga e descarga, numa escala que relaciona a variação do índice de vazios com a tensão efetiva vertical. Durante o processo de carregamento é efetuada, normalmente, pelo menos uma fase de descarga, após ser ultrapassada a tensão de pré-consolidação. É possível observar na fase de descarga que a deformação sofrida pela amostra devido à consolidação durante a fase de carga não é totalmente recuperada. Este facto é visível pela diferença entre o ponto P e a curva de carga L-M.

Como se trata de um ensaio não drenado, as argilas sobreconsolidadas dispõem de acesso a água durante todo o processo de descarga, o que provoca uma deformação residual. Esta ocorre devido às tensões de sucção geradas nas partículas sólidas do solo e a água, que se traduz num aumento do índice de vazios e a uma expansão do solo. Por forma a evitar que ocorra deformação residual pode-se recorrer à restrição da amostra, impedindo o aumento de volume desta.

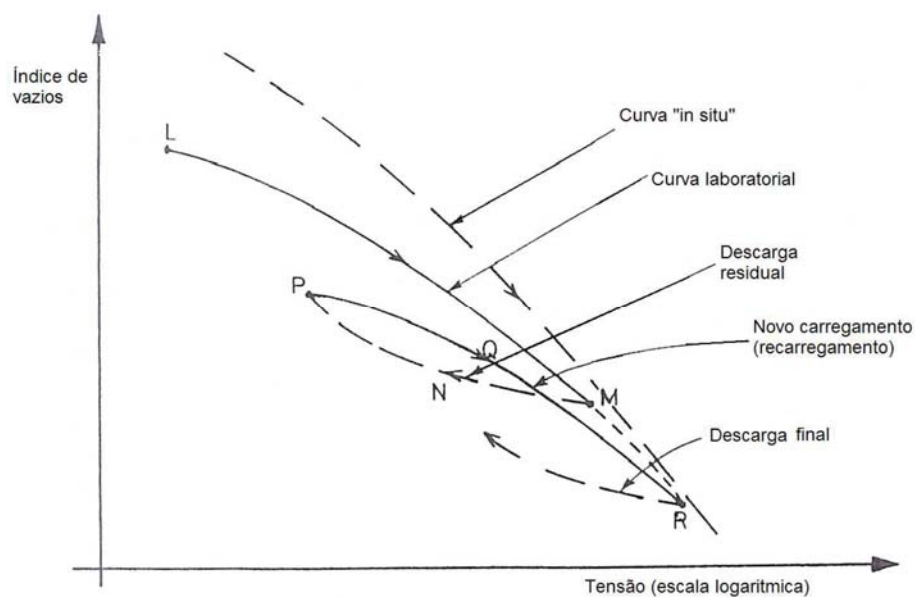


Figura 2.6 - Ciclo de carga e descarga e relação do índice de vazios com a tensão efetiva vertical

De forma simplificada, estão mostradas na Figura 2.7 a curva do comportamento do solo *in situ* e a curva do comportamento deste obtida em laboratório. O ensaio visa a obtenção de uma tensão efetiva vertical igual à tensão efetiva vertical em repouso.

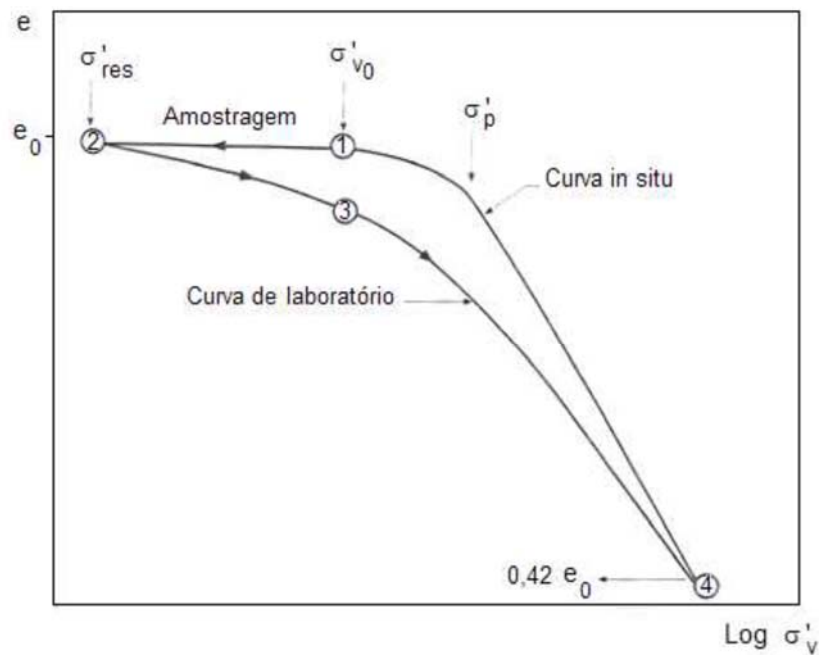


Figura 2.7 – Comportamento da curva in situ com a curva obtida em laboratório

- 1 – Situação in situ
- 2 – Início do ensaio
- 3 – Ensaio quando a tensão efetiva vertical iguala a tensão efetiva de repouso
- 4 – Convergência da curva in situ e da curva em laboratório

A amostra deve permanecer indeformada, preservando o seu índice de vazios e teor em água. Deste modo, da situação in situ para o início do ensaio está representado o processo de amostragem.

Do início do ensaio para o ponto 3, está exposto o comportamento da amostra, por via da utilização do edômetro, onde o solo readquire as tensões efetivas em repouso. No entanto, não é possível obter de uma forma completa as tensões de repouso, estando deste modo representado a diferença do índice de vazios entre a amostra com o solo in situ.

Seguindo a evolução do ensaio, a curva em laboratório tende a unir-se à curva in situ até chegar a um ponto de convergência entre estas. Através da análise de um vasta seleção de curvas experimentais, Schermtmann mostrou que neste ponto verifica-se um índice de vazios próximo de 0,42 o valor deste verificado no estado natural.

O ensaio edométrico permite alcançar curvas pelas quais é possível serem definidos alguns parâmetros do solo, tais como:

- Coeficiente de consolidação;
- Tensão de pré consolidação;
- Índice de compressibilidade;
- Índice de recompressibilidade;
- Índice de expansibilidade;
- Coeficiente de compressibilidade.

No ensaio edométrico, de cada fase de carregamento resulta uma curva que compreende a variação da espessura da amostra com o tempo, $\Delta h-t$, sendo que o coeficiente de consolidação é o parâmetro que determina o tempo de consolidação do solo. Este pode ser obtido através de dois métodos:

- Método de Casagrande

$$C_v = \frac{T_{50} * H^2}{t_{50}} = \frac{0,197 * H^2}{t_{50}} [m^2/s] \quad (2.7)$$

Onde:

H – é o máximo percurso que a água tem que percorrer para sair do estrato em consolidação;

T_{50} – é o factor tempo correspondente ao grau de consolidação de 50%;

t_{50} – é o valor da variável temporal quando o grau de consolidação médio é de 50%.

- Método de Taylor

$$C_v = \frac{T_{90} * H^2}{t_{90}} = \frac{0,848 * H^2}{t_{90}} [m^2/s] \quad (2.8)$$

Onde:

H – é o máximo percurso que a água tem que percorrer para sair do estrato em consolidação;

T_{90} – é o factor tempo correspondente ao grau de consolidação de 90%;

t_{90} – é o valor da variável temporal quando o grau de consolidação médio é de 90%.

A tensão vertical máxima a que o solo já esteve sujeito denomina-se de tensão de pré consolidação e pode ser obtida pela construção empírica de Casagrande. Esta construção consiste, basicamente, em localizar na curva que relaciona o índice de vazios com a tensão efetiva vertical o ponto com menor raio de curvatura (O) e traçar a partir deste ponto uma reta tangente à curva e uma reta horizontal, sendo posteriormente traçada a bissetriz do ângulo formado por estas duas. Prolongando a parte reta da curva de consolidação até intersectar a reta da bissetriz obtém-se um ponto (E) onde a sua abcissa é o valor corresponde à tensão de pré consolidação.

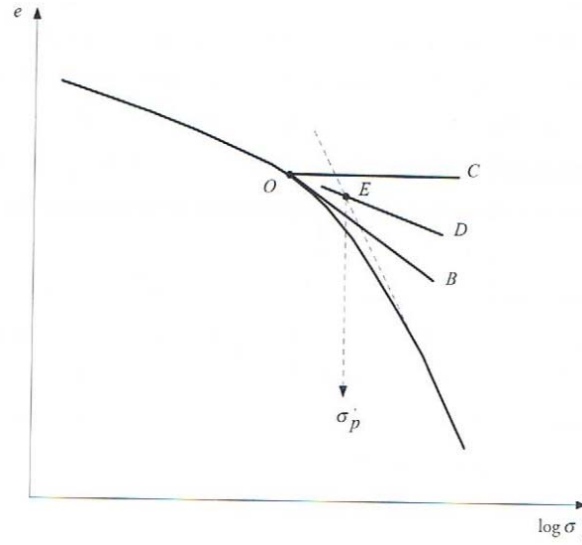


Figura 2.8 – Construção empírica de Casagrande

O índice de compressibilidade, C_c , do solo é traduzido pelo declive do ramo virgem da curva, em módulo, sendo este a razão entre a variação do índice de vazios e a tensão efetiva vertical do solo. Relativamente ao índice de recompressibilidade, C_r , este representa de forma idêntica o declive do ramo de recompressão, igualmente em módulo.

Quando se pretende estudar a resposta do maciço a solicitações que envolvem diminuição de tensão efetiva vertical, torna-se útil em determinados casos estimar o índice de expansibilidade, C_s . Este pode ser obtido a partir do ramo de descarga final da amostra, após ter sido atingido o máximo valor de carga e define-se como o declive, em módulo, do ramo referido.

Estes três índices são grandezas adimensionais e podem ser relacionados, sendo que os valores do índice de recompressibilidade e de expansibilidade são usualmente muito próximos e podem variar entre cinco a dez vezes menos do que o índice de compressibilidade.

A variação, em módulo, do índice de vazios por unidade de acréscimo da tensão efetiva é designada por coeficiente de compressibilidade, a_v , expressada na Equação 2.9.

$$a_v = \left| \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'_v} \right| \quad (2.9)$$

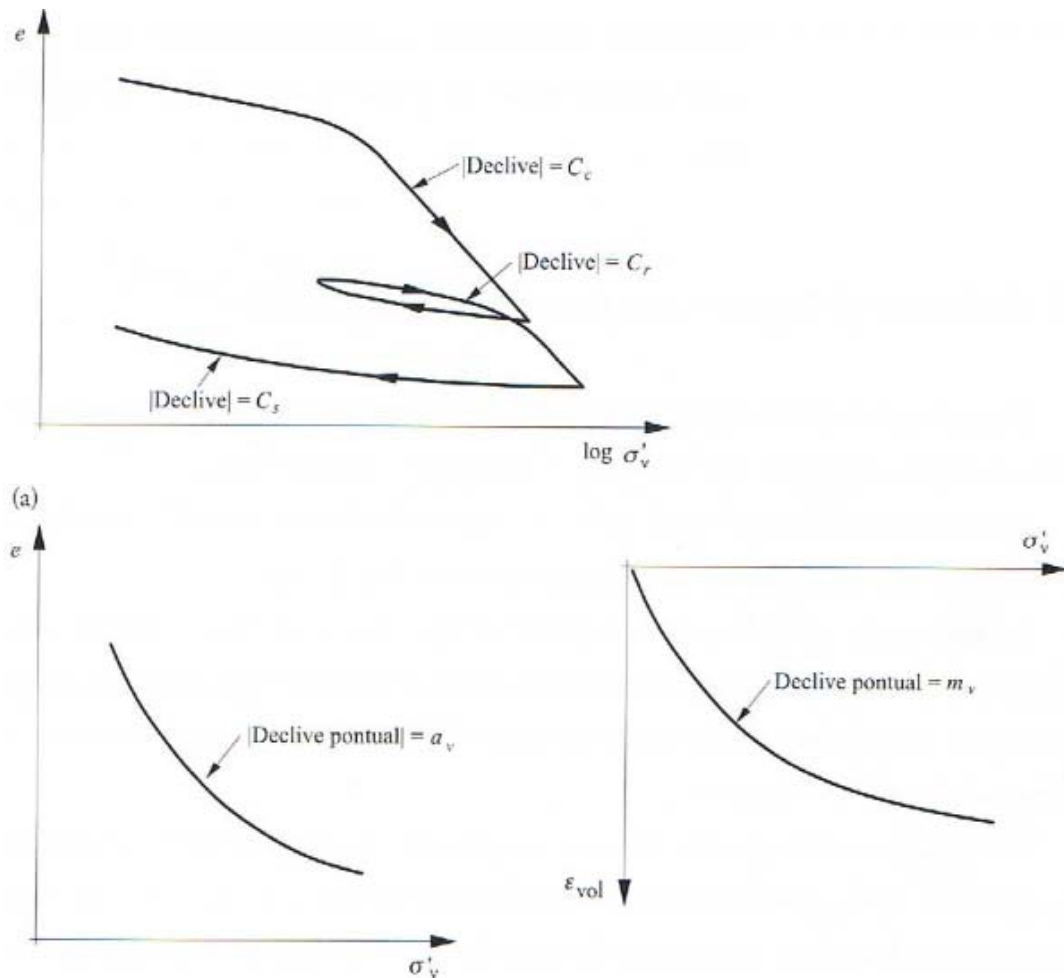


Figura 2.9 - Parâmetros que definem a compressibilidade do solo

2.3.3. ENSAIO TRIAXIAL NÃO DRENADO

Este tipo de ensaio é o mais utilizado para caracterizar a resistência ao corte dos solos e determinar a resistência não drenada, os parâmetros de geração das pressões neutras e as características de deformabilidade. Um ensaio triaxial não drenado é um ensaio rápido, em que a deformação é controlada e a amostra é levada à rotura com variações volumétricas nulas.

As amostras de solo ensaiadas não devem apresentar alterações de volume ou de teor em água, nem distorções, ou seja, devem ser indeformadas, de modo a preservar o melhor possível a estrutura do solo originalmente retirada.

Num ensaio triaxial são colocadas na base inferior e superior da amostra duas pedras porosas e a amostra é protegida com uma membrana impermeável, sendo depois colocada na câmara da célula triaxial, de forma que os eixos da amostra e da câmara coincidam. Posteriormente, procede-se à introdução de água na célula triaxial de modo a confinar e saturar a amostra, uma vez que a presença de ar pode provocar problemas com o registo das medições. No entanto, é necessário controlar a quantidade de água introduzida de modo a não estragar a amostra. Quando a razão entre a tensão total e o incremento de tensão neutra foi igual a um é atingida a saturação da amostra.

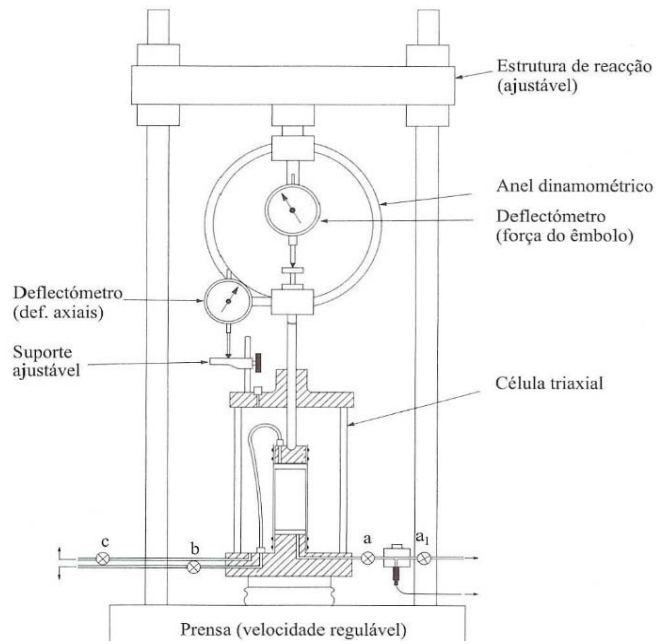


Figura 2.10 - Esquema da prensa com a célula triaxial

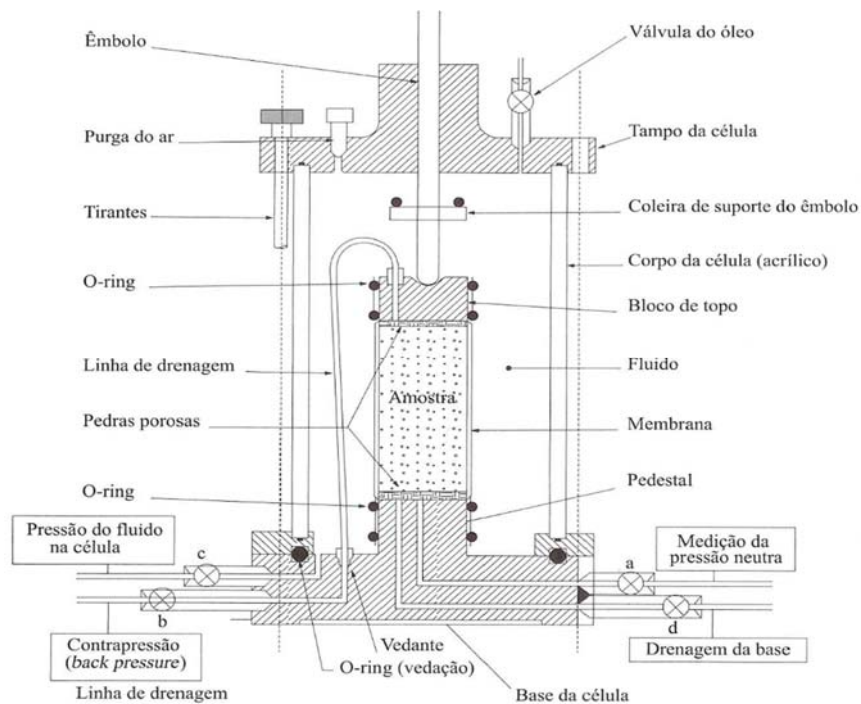


Figura 2.11 - Pormenor da célula triaxial

Devido ao confinamento da amostra dentro da célula triaxial, mantém-se uma pressão constante na câmara, sendo a amostra carregada através de um êmbolo. A força aplicada por este é medida com recurso a células de carga, transdutores de força ou por um anel dinamométrico.

Na Figura 2.12 estão representadas as forças aplicadas à amostra durante o ensaio triaxial não drenado, sendo a tensão axial aplicada, σ_1 , e a tensão da água confinada na câmara triaxial, σ_3 . Posto isto, a tensão que realmente é aplicada traduz-se por $\sigma_1 - \sigma_3$.

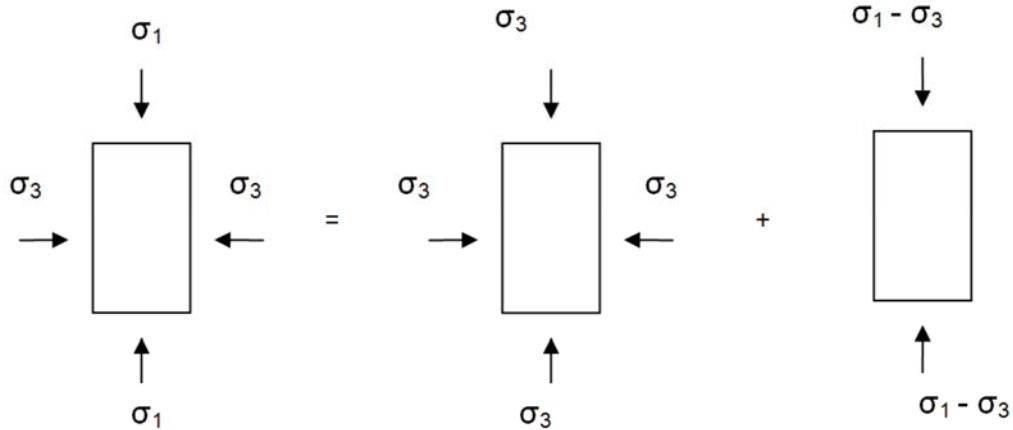


Figura 2.12 - Forças aplicadas à amostra durante o ensaio triaxial não drenado

Todas as ligações da água dos poros da amostra ao exterior devem ser fechadas e mantidas durante o ensaio, de modo a se simular o comportamento não drenado, ou seja, sem variação do teor em água.

A pressão da água é medida com o auxílio de um transdutor de pressão que está colocado no exterior da célula triaxial, representado pela ligação **a** na Figura 2.11. A pressão da água pode ser imposta por via da ligação **a** a um compressor, **b**, representado na referida figura.

A dissipação do excesso de pressão neutra permite que a água presente nos poros da amostra recupere as condições de equilíbrio, dando origem ao processo de consolidação. Caso este processo não ocorra por completo durante a fase de carregamento, são de referir duas fases, a fase de carregamento não drenado, onde existe um excesso de pressão neutra sem que se verifique a alteração do teor em água do solo e a fase de dissipação do excesso de pressão neutra.

As deformações que as amostras sofrem durante o carregamento triaxial são medidas, usualmente, por um transdutor de deslocamentos ou por um defletómetro ligado ao êmbolo. A utilização de transdutores permite obter medições mais rigorosas das deformações, sendo que estes são colocados na superfície lateral da membrana impermeável que rodeia a amostra.

As amostras podem ser deformadas até à rotura, por exemplo, aumentando ou reduzindo a tensão axial mantendo constante a tensão na célula triaxial ou mantendo constante a tensão axial e aumentando ou reduzindo a tensão na célula triaxial.

Os ensaios em que se mantém constante a tensão na célula e se aumenta a tensão axial ou se mantém constante a tensão axial e se diminui a tensão na célula são designados por ensaios de compressão triaxial.

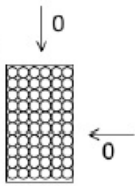

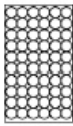
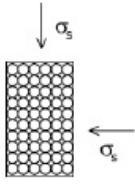
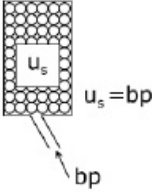
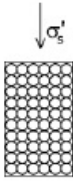
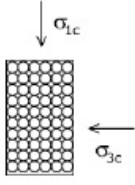
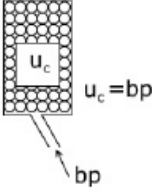
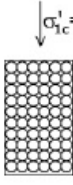
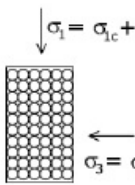
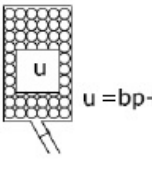
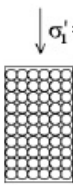
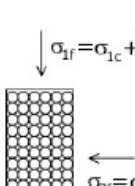
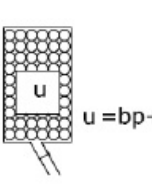
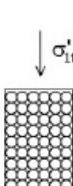
Fase	Tensões totais	Pressão neutra	Tensões efectivas	Observações
Obtenção, preparação e montagem da amostra				u_{res} - Pressão neutra residual de origem capilar
Saturação				bp - Contrapressão variável (crescente). σ_s - Tensão isotrópica variável, um pouco superior a bp .
Consolidação tipo K_0				bp - Valor final da contrapressão da fase anterior.
Corte não drenado				$\Delta\sigma_1$ - Tensão de desvio incremental. σ_3 - Tensão horizontal total, constante. Δu - Excesso de pressão neutra.
Rotura (failure)				$\Delta\sigma_{1f}$ - Tensão de desvio incremental na rotura. Δu_f - Excesso de pressão neutra.

Figura 2.13 – Fases de um ensaio triaxial não drenado

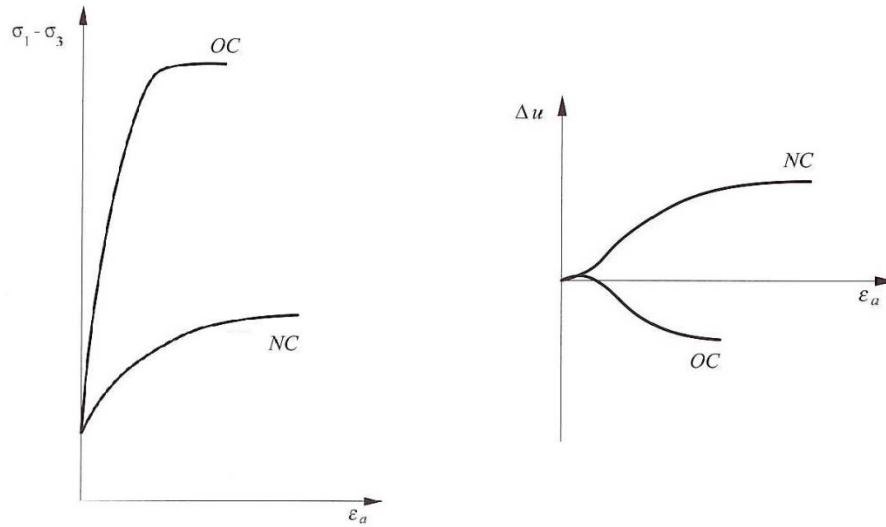


Figura 2.14 – Relação entre a tensão de desvio e do excesso de pressão neutra com as deformações de amostras normalmente consolidadas e sobreconsolidadas

Como se mostra na Figura 2.14, as amostras normalmente consolidadas, NC, apresentam excessos de pressão neutra positivos, uma vez que estas possuem uma dilatância negativa, ou seja, propensão a contrair. No caso das amostras sobreconsolidadas, OC, a situação é contrária, sendo visível que estas apresentam excessos de pressão neutra negativos, pois têm tendência a expandir, isto é, possuem dilatância positiva.

Uma vez que o teor em água e o índice vazios não registam variação ao longo do ensaio, a resistência ao corte das amostras normalmente consolidadas e sobreconsolidadas não tende, após o pico, para o mesmo valor.

2.3.4. DETERMINAÇÃO DA ENVOLVENTE DE MOHR-COULOMB

Segundo o critério de Mohr-Coulomb, um solo entra rotura num ponto quando é atingida uma dada relação entre a tensão normal e a tensão tangencial, num dado par de facetas ou planos. Esta relação entre as tensões é dada pela Equação 2.9, onde τ_f é a tensão tangencial de rotura, c' a coesão, σ'_f a tensão normal de rotura e ϕ' o ângulo de atrito. A expressão da referida equação representa a envolvente a de rotura de Mohr-Coulomb.

$$\tau_f = c' + \sigma'_f \operatorname{tg} \phi' \quad (2.10)$$

A partir dos resultados de ensaios triaxiais é possível determinar os parâmetros de resistência do solo como a coesão e o ângulo de atrito através de duas formas:

- Através das circunferências de Mohr-Coulomb correspondentes ao estado de tensão de rotura e a sua envolvente;
- Marcando num diagrama $s' - t$ os pontos correspondentes ao estado de rotura em cada ensaio e traçando a reta que melhor se ajusta. Onde s' é a semi soma da maior e menor tensão efetiva principal e t é a semidiferença da maior e da menor tensão principal.

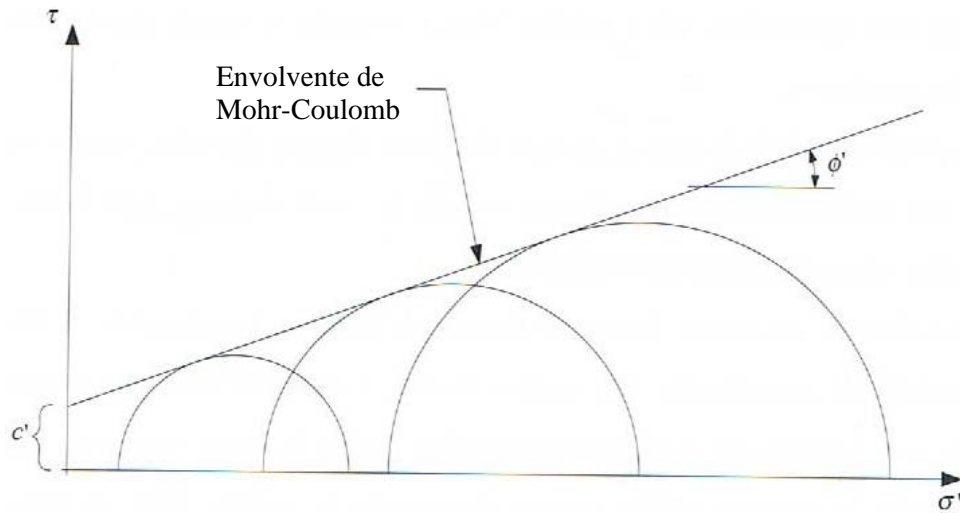


Figura 2.15 – Circunferências e envolvente de Mohr-Coulomb

O diagrama $s' - t$ representa os pontos correspondentes ao estado de rotura e a reta com o melhor ajustamento a estes. Esta reta é definida pela expressão presente na Equação 2.11 e designa-se geralmente por por linha K_f .

$$t_f = a + s'_f \operatorname{tg} \alpha \quad (2.11)$$

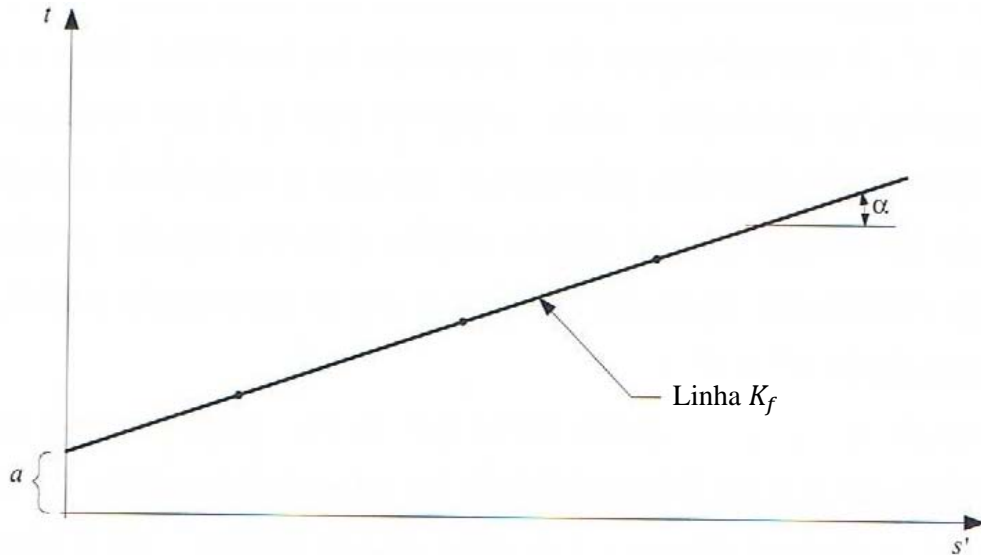


Figura 2.16 – Diagrama $s' - t$

Na Equação 2.12 e 2.13 apresentam-se as expressões que relacionam as relações entre os parâmetros que definem a envolvente de Mohr-Coulomb e a linha K_f .

$$c' = \frac{a}{\cos \phi'} \quad (2.12)$$

$$\phi' = \arcsen(\operatorname{tg} \alpha) \quad (2.13)$$

Na Figura 2.17 mostra-se a diferença existente ao nível do ângulo de atrito entre as envolventes de amostras normalmente consolidadas e de amostras sobreconsolidadas.

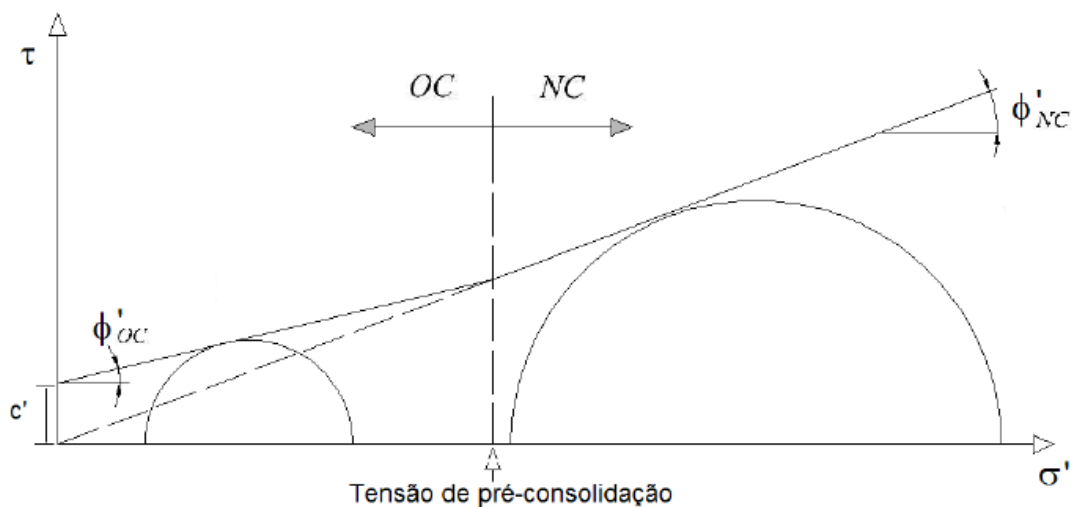


Figura 2.17 - Envolvente de Mohr-Coulomb para amostras normalmente consolidadas e sobreconsolidadas

2.4. ACELERAÇÃO DA CONSOLIDAÇÃO

2.4.1. INTRODUÇÃO

Tendo em conta o que foi referido no ponto 2.2.1., o facto dos assentamentos por consolidação, por vezes muito elevados, serem diferidos no tempo, tornam-se altamente inconvenientes e têm acarretado grandes dificuldades às construções.

Deste modo, recorre-se, em algumas obras, a processos que permitem acelerar a consolidação, ou seja, os assentamentos. A aceleração da consolidação de um solo implica a redução do teor em água bem como do índice de vazios, levando a uma estabilização da estrutura do solo e ao aumento da sua resistência ao corte.

A aceleração da consolidação implica um aumento da velocidade a que decorre a dissipação do excesso de tensão neutra presente no solo. Esta velocidade depende de algumas características, tais como a espessura da camada, as condições de drenagem nas fronteiras da camada e permeabilidade desta.

Para a sua aplicação recorre-se a algumas soluções, sendo duas delas a pré-carga e a utilização de drenos verticais. Ambas estas soluções necessitam de uma monitorização contínua, por forma a controlar a evolução do processo e prevenir eventuais riscos associados às intervenções no solo.

2.4.2. SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS

2.4.2.1. Pré-carga

A pré-carga é o processo mais antigo utilizado na aceleração da consolidação de um solo e consiste na realização de um aterro, antes da construção ou, em certos casos, em fases intermédias da construção, que transmite ao solo uma carga superior àquela que é pretendida na fase definitiva.

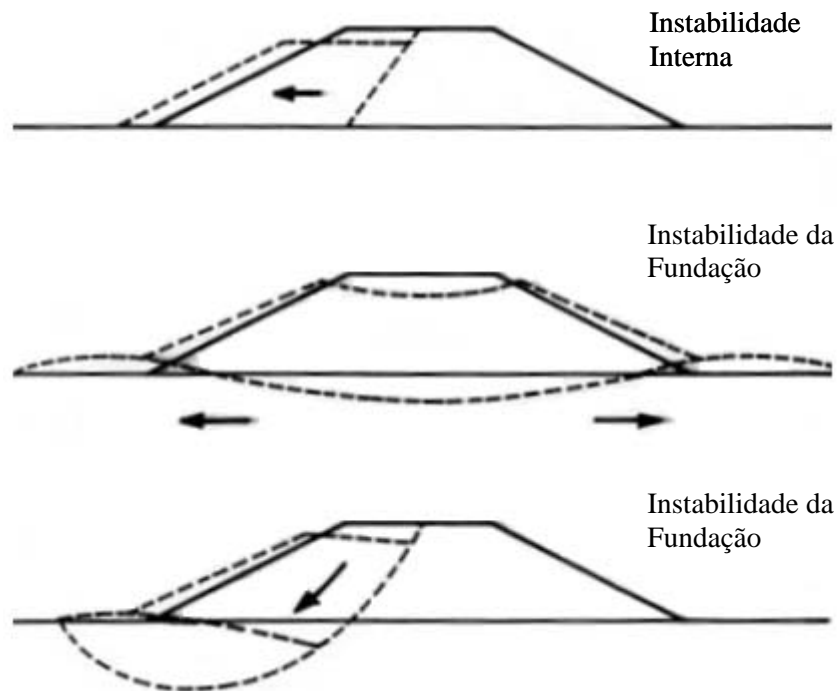


Figura 2.18 – Casos de instabilidade de aterros ou pré-carga

Só quando se verificar que os assentamentos alcançados são de uma grandeza equivalente aos assentamentos previsíveis para a carga da obra que se pretende construir é que a carga em excesso é retirada. É de referir que neste ponto, os assentamentos encontram-se já estabilizados e a retirada da carga em excesso não significa que o processo de consolidação tenha terminado.

A necessidade do maciço possuir resistência suficiente para a aplicação do excesso de carga impossibilita, em certos casos, a utilização isolada deste processo.

Na Figura 2.19 mostra-se um esquema representativo do carregamento de um solo com recurso a um aterro. A interpretação desta figura pode ser, por exemplo, um primeiro estrato arenoso, estrato intermédio de argila e por último o estrato rijo. Neste caso, o aterro tem a finalidade de acelerar a consolidação do estrato de argila mediante a expulsão da água para o estrato superior.

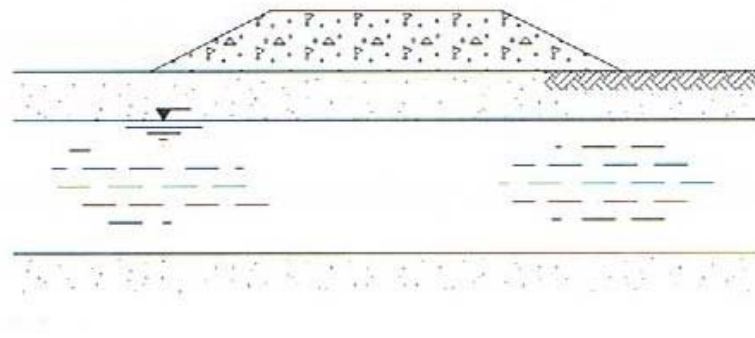


Figura 2.19 – Carregamento de um estrato por um aterro

Podemos observar na Figura 2.23 os aspetos benéficos da utilização de pré-carga, onde é visível a diferença entre a evolução dos assentamentos após a conclusão de uma obra sem e com recurso a pré-carga. Quando se utiliza pré-carregamento, os assentamentos finais são alcançados num espaço de tempo muito menor do que sem recurso a pré-carga, evidenciando assim a sua utilidade.

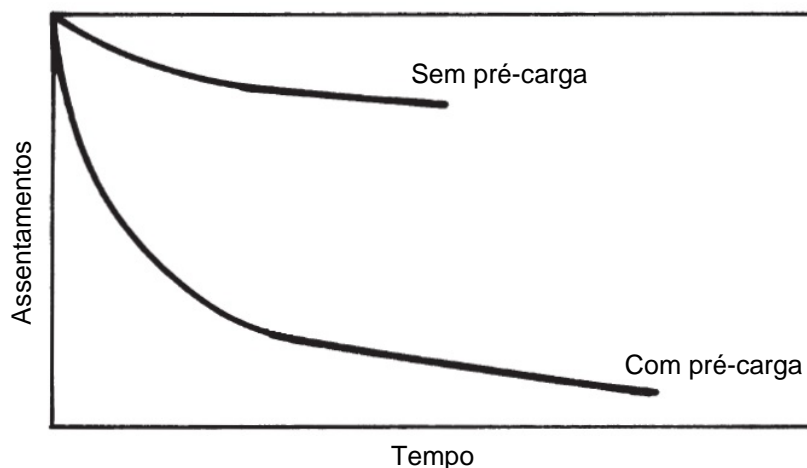


Figura 2.20 – Assentamentos do solo em função do tempo sem pré-carga e com pré-carga

2.4.2.2. Drenos Verticais

Compreende-se por drenos verticais as colunas compostas por um material muito permeável instalado em solos moles de elevada compressibilidade, com o objetivo de os drenar, absorvendo e esvaziando a água expulsa dos poros durante a consolidação. Este processo de aceleração da consolidação é, em regra, utilizado em conjunto com uma pré-carga de modo a acelerar a consolidação de um estrato pouco permeável, pois à drenagem vertical existente se soma a drenagem horizontal e radial, originada pelo dreno vertical, o que origina assim mais direções do fluxo de água podendo esta ser mais rapidamente evacuada pelo dreno. De destacar que estes apenas aceleram o processo de consolidação, sendo que a grandeza dos assentamentos finais não se altera. Os drenos são, usualmente, ligados a uma camada drenante na base do aterro, de modo a facilitar a drenagem da água.

Como o espaço entre drenos é usualmente muito menor do que a altura destes, aceitasse, em geral, que seja a drenagem radial que domina o processo de consolidação. A utilização de drenos verticais apresenta várias vantagens, tais como:

- Redução do percurso da água no estrato;
- Não são limitados pela resistência do terreno e adaptam-se facilmente às necessidades de aceleração da consolidação do solo;
- Existe um escoamento radial para os drenos e um escoamento vertical para as fronteiras drenantes;
- O escoamento para os drenos é horizontal e uma vez que o coeficiente de permeabilidade horizontal é, em geral, superior ao coeficiente de permeabilidade vertical este realiza-se a uma velocidade superior ao escoamento vertical.

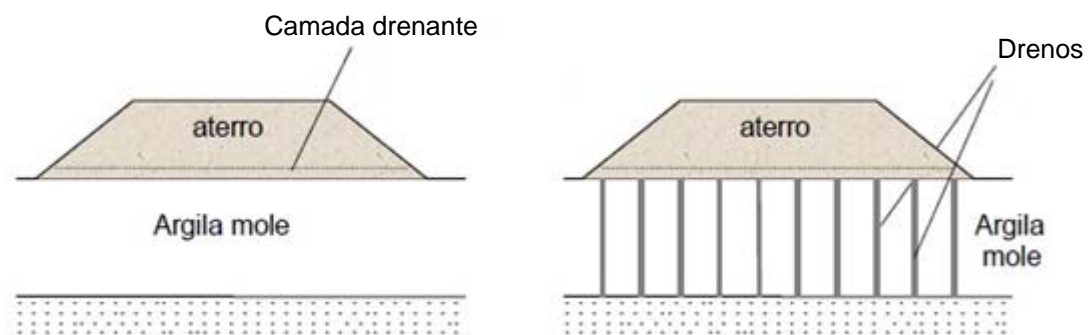


Figura 2.21 – Exemplo de aterros sobre argila mole

Devido ao desenvolvimento de drenos artificiais ou sintéticos, pré-fabricados, o uso de drenos constituídos por estacas de areia caíram em desuso, sendo que os mais recentes permitem uma maior economia e rapidez de instalação. Os drenos pré-fabricados, ou geodrenos, são constituídos por um núcleo de material plástico envolto num material geotêxtil, que funciona como filtro. Este elemento limita a entrada de partículas sólidas de dimensões indesejadas na parte central do dreno de modo a não colmatar este. Estes drenos possuem diversas vantagens, entre as quais:

- São económicos;
- A sua execução é rápida;
- Requerem equipamentos ligeiros e simples;
- A continuidade do dreno é assegurada;
- A sua qualidade é constante e garantida;
- Possuem uma maior capacidade de descarga de água;
- Provocam uma alteração mínima do terreno.

Pode-se considerar que os drenos atuam como um reforço do terreno, devido à sua flexibilidade, sendo que a sua inclusão apenas reforça o solo e que a drenagem somente se inicia quando é aplicada uma carga. De notar que nos casos onde são executados aterros de pré-carga, os drenos apenas agem como meio para reduzir o tempo de dissipação da pressão intersticial, sendo que estes não alteram o factor de segurança nem o valor de assentamento final.

Estes drenos não devem ser empregues em casos onde o terreno é constituído por turfas ou com uma considerável presença de matéria orgânica, uma vez que não são convenientes, bem como no caso de argilas com abundantes níveis permeáveis. Em solos com significativa consolidação secundária ou em

casos de consolidação terciária, os drenos verticais não resolvem o problema da aceleração do tempo de consolidação, pelo que o seu uso nestes casos não é justificável.

Podem ainda existir situações onde a inclusão de drenos pode ser prejudicial, como o caso de argilas sensíveis, especialmente quando a sua execução é realizada por deslocação, o que provoca uma perturbação do solo, podendo levar a altas pressões intersticiais iniciais e a uma zona de baixa permeabilidade em torno do dreno.

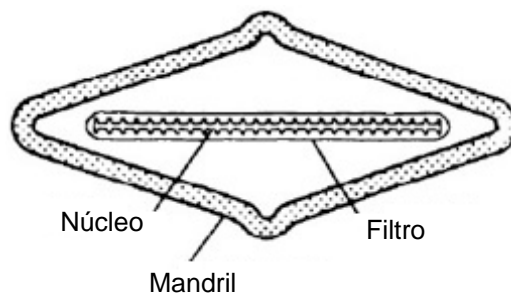


Figura 2.22 – Pormenor da constituição de um dreno

A distribuição de drenos verticais em planta mais eficaz e económica é em malha triangular desenhada por *Barron* (1948), sendo que esta permite uma consolidação mais uniforme entre drenos. É também usada em alguns casos por razões práticas uma distribuição em malha quadrangular devido à facilidade em proceder à sua disposição e controlar a sua instalação. A área de influência destas malhas é uma variável controlável, sendo que apenas depende do espaçamento dos drenos, S .

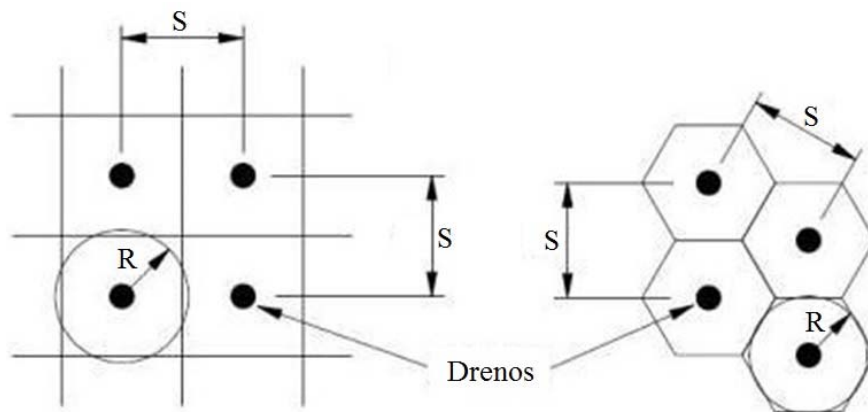


Figura 2.23 - Tipos de malha de drenos verticais (Holtz, 1991)

A malha de drenos é disposta no solo ao longo da área de influência do aterro e intercetam-se, normalmente, com uma camada drenante colocada na base do aterro de modo a permitir uma melhor drenagem da água.

Na Figura 2.23 está representada a curva de assentamentos em função do tempo para o caso de pré-carga sem drenos e com drenos. Demonstra-se assim que utilização de pré-carga em conjunto com drenos

permite alcançar num curto espaço de tempo os assentamentos finais, enquanto a solução de pré-carga sem drenos requer um período muito mais largo para atingir estes. Apenas são alterados os tempos de consolidação, sendo que a grandeza dos assentamentos finais se mantém.

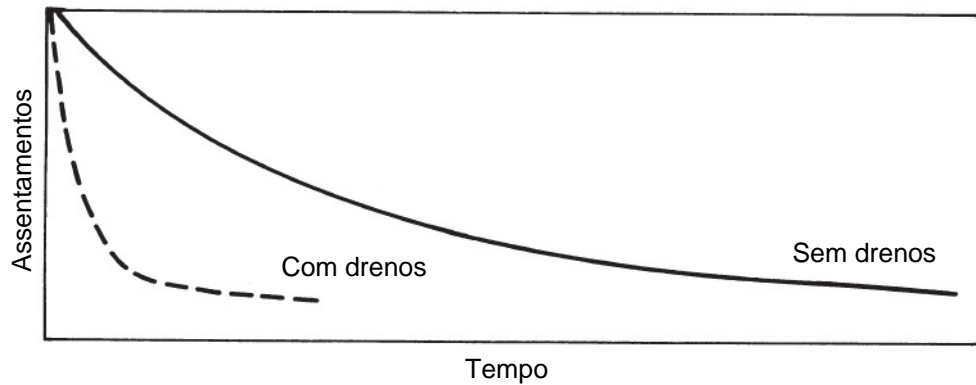


Figura 2.24 – Assentamentos do solo em função do tempo sem e com drenos

2.4.2.3. Metodologia e Dimensionamento

Com custos relativamente baixos e de fácil aplicabilidade, os materiais geossintéticos são atualmente utilizados em diversos ramos da engenharia civil.

Como foi referido anteriormente, os drenos verticais possuem grande utilidade no processo de aceleração da consolidação dos solos uma vez que permitem que a água percorra uma menor distância até sair de um determinado estrato, reduzindo assim o período de tempo em que os assentamentos pretendidos são alcançados. Para a aceleração da consolidação utilizam-se drenos em geossintéticos.

Tendo em conta a função que os geossintéticos vão desempenhar em obra, o seu dimensionamento é efetuado por forma a produzir os melhores resultados. Para tal, é necessário ponderar alguns pontos:

- Identificação da função em obra do geossintético;
- Identificação das propriedades do geossintético ligadas ao desempenho da função que é requerida;
- Análise das condições geotécnicas onde se vai implantar a obra;
- Análise das possibilidades de aplicação do geossintético e pré dimensionamento dessas soluções;
- Escolha do método de instalação e detalhe do seu processo;
- Avaliação dos agentes ambientais a que o geossintético vai estar sujeito;
- Comparação das diversas soluções e escolha da que melhor se adapta à situação;
- Realização de peças desenhadas e memórias descritivas de simples compreensão e adequadamente detalhadas;
- Estabelecimento das especificações que o geossintético deve cumprir de modo a que este cumpra as exigências operacionais de armazenagem, manuseamento e implantação em obra e exigências de funcionalidade ao longo do período de vida útil da obra;
- Garantia de que durante o período de construção e de utilização a obra é convenientemente monitorizada sempre que necessário.

Quando se procede ao dimensionamento dos drenos verticais devem ser consideradas algumas propriedades dos geossintéticos, tais como:

- As propriedades mecânicas (durabilidade, resistência à tração da parte central do dreno e filtro, encurvadura, etc.)
- Características hidráulicas (capacidade de descarga, permeabilidade do filtro, etc.)

Posteriormente à escolha do tipo de dreno vertical a utilizar procede-se ao seu respetivo dimensionamento. A metodologia proposta por Fernandes (2006) utilizada para o dimensionamento é a seguinte:

- Determinar os parâmetros associados à consolidação e compressibilidade do solo.

- Coeficiente de compressibilidade volumétrica, m_v :

$$m_v = \frac{1}{1+e_0} a_v \quad (2.14)$$

- Coeficiente de consolidação vertical, c_v :

$$c_v = \frac{k_v}{\gamma_w * m_v} \quad (2.15)$$

- Coeficiente de consolidação radial, c_h :

$$c_h = \frac{k_h}{\gamma_w * m_h} \quad (2.167)$$

Onde:

k_v é o coeficiente de permeabilidade vertical;

k_h é o coeficiente de permeabilidade radial;

m_v é o coeficiente de compressibilidade volumétrica vertical;

m_h é o coeficiente de compressibilidade volumétrica radial;

γ_w é o peso volúmico da água.

- Definir o grau de consolidação médio, \bar{U}_z , a atingir.

Uma vez que a velocidade a que consolidação ocorre vai reduzindo no tempo, para se atingir um grau de consolidação na ordem dos 100% seria necessário um tempo infinito. Deste modo, é considerado por razões práticas que o fim da consolidação ocorre quando o grau de consolidação médio atinge os 90%.

- Determinar o factor tempo vertical, T_v , correspondente ao grau de consolidação médio.

Com recurso ao gráfico representado na Figura 2.25 é possível retirar, para o grau de consolidação médio referido anteriormente, o valor do factor tempo vertical.

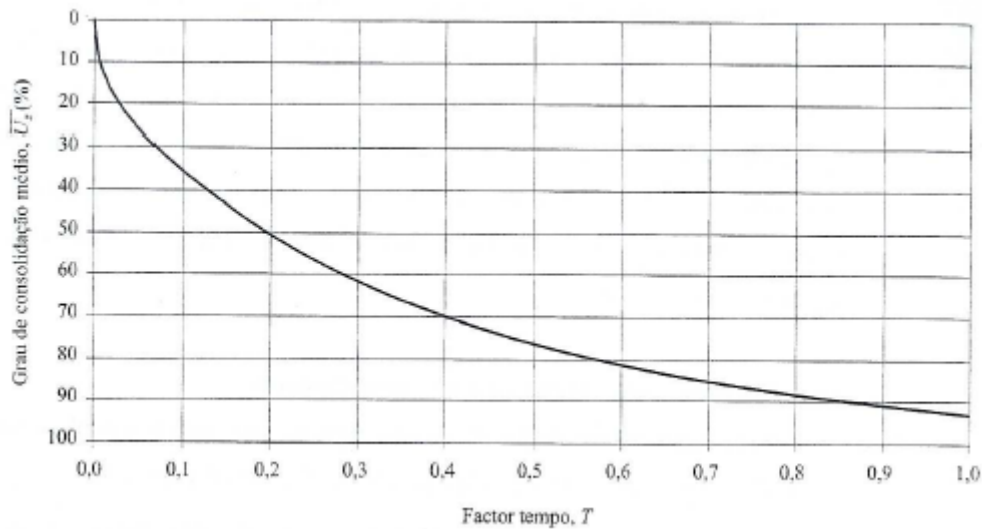


Figura 2.25 – Relação entre o grau de consolidação médio e o factor tempo

- Calcular o grau de consolidação vertical, U_z , correspondente ao factor tempo vertical, T_v , no instante de tempo t .

$$T_v = \frac{c_v * t}{H^2} \quad (2.17)$$

Onde:

- t é o número de anos correspondentes ao grau de consolidação médio considerado;
- H é a maior distância que uma partícula de água tem de percorrer para abandonar o estrato em direção a uma fronteira drenante.

- Adoção de um valor do raio de influência dos drenos, R .

$$R = n * r_w \quad (2.18)$$

Onde:

- r_w é o raio do dreno;
- n é a razão entre os raios.

- Determinar o factor tempo radial, T_r , em função do raio de influência dos drenos.

$$T_r = \frac{c_h * t}{R^2} \quad (2.19)$$

- Determinar o grau de consolidação médio radial, \bar{U}_r .

Como mostra na Tabela 2.3, o grau de consolidação médio radial pode ser retirado recorrendo ao factor tempo radial e à razão entre o raio de influência dos drenos e o próprio raio destes.

Tabela 2.3 – Solução da equação de consolidação radial

$\bar{U}_r (\%)$	Factor tempo, T_r											
Grau de conso- lidação médio	$\frac{R}{r_w}$	5	10	15	20	25	30	40	50	60	90	100
0		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5		0,024	0,040	0,051	0,058	0,063	0,068	0,075	0,081	0,086	0,090	0,093
10		0,049	0,083	0,104	0,119	0,130	0,140	0,155	0,167	0,176	0,184	0,191
15		0,076	0,128	0,160	0,183	0,201	0,216	0,239	0,257	0,272	0,284	0,295
20		0,104	0,176	0,220	0,251	0,276	0,296	0,328	0,353	0,373	0,390	0,405
25		0,135	0,227	0,284	0,324	0,356	0,382	0,423	0,455	0,481	0,503	0,523
30		0,167	0,281	0,352	0,402	0,441	0,474	0,525	0,564	0,597	0,624	0,648
35		0,202	0,340	0,425	0,485	0,533	0,572	0,634	0,681	0,721	0,754	0,782
40		0,239	0,403	0,503	0,576	0,632	0,678	0,751	0,808	0,854	0,894	0,928
45		0,280	0,472	0,589	0,674	0,740	0,794	0,879	0,946	1,000	1,046	1,086
50		0,325	0,547	0,683	0,781	0,858	0,920	1,019	1,096	1,159	1,213	1,259
55		0,374	0,630	0,787	0,900	0,988	1,060	1,174	1,263	1,336	1,397	1,450
60		0,429	0,723	0,903	1,033	1,134	1,216	1,348	1,449	1,533	1,603	1,664
65		0,492	0,828	1,035	1,183	1,299	1,394	1,544	1,661	1,756	1,837	1,907
70		0,564	0,950	1,187	1,357	1,490	1,598	1,771	1,904	2,014	2,107	2,187
75		0,649	1,094	1,366	1,562	1,715	1,840	2,039	2,193	2,319	2,426	2,518
80		0,754	1,270	1,586	1,814	1,991	2,137	2,367	2,546	2,692	2,816	2,923
85		0,888	1,497	1,870	2,138	2,347	2,519	2,790	3,001	3,173	3,319	3,446
90		1,078	1,817	2,269	2,595	2,849	3,057	3,386	3,642	3,852	4,029	4,182
95		1,403	2,364	2,953	3,376	3,706	3,977	4,406	4,739	5,011	5,242	5,441
99		2,156	3,634	4,539	5,190	5,698	6,114	6,773	7,285	7,703	8,058	8,365
100		∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞	∞

Outra forma de obter o grau de consolidação médio radial centra-se na utilização das expressões aproximadas referidas nas equações seguintes:

$$\bar{U}_r = 1 - e^{\frac{-2T_r}{F(n)}} \quad (2.20)$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2-1} \ln(n) - \frac{3n^2-1}{4n^2} \quad (2.21)$$

$$T_r = -\frac{1}{2} \left[\frac{n^2}{n^2-1} \ln(n) - \frac{3n^2-1}{4n^2} \right] \ln(1 - \bar{U}_r) \quad (2.22)$$

Devido à anisotropia de permeabilidade do solo, o coeficiente de consolidação radial deve ser obtido com recurso a ensaios edométricos com a célula de Rowe (Rowe & Branden, 1966), Figura 2.27. Nesta célula a amostra é carregada e a drenagem processada por via de um dreno central ou por um dreno periférico.

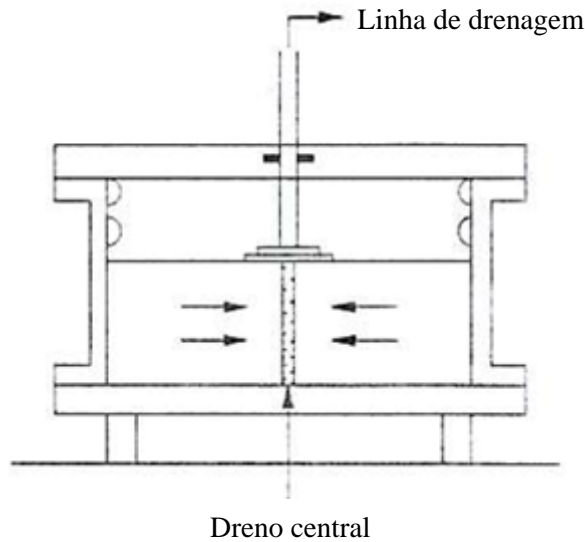


Figura 2.26 – Célula de Rowe para a determinação do coeficiente de consolidação radial

- Estimar o grau de consolidação médio num dado instante t , $\bar{U}(t)$.

$$\bar{U}(t) = 1 - [1 - \bar{U}_z(t)][1 - \bar{U}_r(t)] \quad (2.23)$$

Definido o valor grau de consolidação médio num dado instante t é averiguado se este corresponde, aproximadamente, ao inicialmente considerado. Caso este valor não seja razoável, reduz-se ou aumenta-se o raio de influência dos drenos e repete-se o processo.

- Cálculo do espaçamento entre drenos em malha triangular:

$$s = \frac{R}{0,525} \quad (2.24)$$

2.4.2.4. Pormenores Construtivos

Como já foi anteriormente referido, a instalação dos geossintéticos em obra deve ser previamente definida mediante a realização de memórias descritivas e peças desenhadas de forma detalhada, onde se deve ter em conta todos os parâmetros, desde os equipamentos a serem utilizados na cravação dos drenos à limpeza do solo onde os geossintéticos vão ser instalados, entre outros. Posto isto, é indispensável respeitar e ter em atenção alguns pormenores e critérios construtivos de modo a que a instalação dos drenos geossintéticos seja executada da melhor forma.

É necessário quando se procede à escolha do conjunto do dreno e filtro ter em conta alguns conceitos básicos relativamente ao dimensionamento do filtro:

- O geossintético deve impedir o atravessamento das partículas de solo e permitir o escoamento livre da água. As dimensões das aberturas do filtro devem ser inferiores às dimensões das referidas partículas;
- Se as dimensões das aberturas do filtro permitirem a passagem de partículas de solo, o risco do geossintético ficar obstruído é mais elevado, podendo este deixar de exercer as suas funções de filtragem e drenagem da água;
- De modo a evitar que as funções do geossintético deixem de ser cumpridas devido à obstrução, este deve possuir um grande número de aberturas. Desta forma o escoamento da água mantém-se mesmo que algumas aberturas sejam obstruídas.

Para que haja um correto funcionamento do conjunto do dreno e filtro, devem ser respeitados os critérios seguintes:

- Critério de durabilidade – o geossintético deve conseguir resistir ao processo de instalação sem que este perca as suas propriedades funcionais e possuir capacidade para desempenhar a sua função ao longo do seu período de vida útil;
- Critério de resistência à obstrução – a obstrução das aberturas do geossintético não deve impedir o escoamento da água;
- Critério de permeabilidade – o geossintético deve permitir o escoamento livre da água;
- Critério de retenção – o geossintético deve evitar que as partículas de solo atravessem o material.



Figura 2.27 – Exemplo de drenos geossintéticos

O modo como os drenos devem ser cravados depende da profundidade de instalação. Desta forma, para:

- Profundidades de instalação até 12 a 15 m

É possível até estas profundidades realizar a instalação dos drenos com a ajuda de uma escavadora, que coloca estes nos locais previamente determinados. Nestas profundidades os drenos podem ser cravados com um mandril liso.

- Profundidades superiores a 20 m

Para efetuar a instalação a estas profundidades é necessário recorrer a equipamentos especiais, como é o caso da cravação de colunas metálicas por forma a servirem de auxílio para os drenos serem colocados no solo. A velocidade a que os drenos são cravados depende das condições do solo do local onde estes vão ser instalados e pode variar entre 0,5 m/s a 1,3 m/s.



Figura 2.28 - Equipamento de instalação de drenos

É importante que no processo de instalação dos drenos a cravação destes seja feita por via hidráulica e não por vibração ou impacto, pois estes levam a uma compactação excessiva do solo em torno do dreno, o que é prejudicial à eficiência dos drenos uma vez que a permeabilidade do solo diminui com o aumento do amolgamento do solo.

Podem ocorrer ainda no processo de instalação dos drenos verticais situações adversas ao bom funcionamento destes. Posto isto, devem ser tomados alguns cuidados ao longo do processo de instalação, tais como:

- O armazenamento dos drenos deve ser feito de forma cuidadosa por forma a salvaguardar que estes possam ser danificados ou degradados;
- Os drenos verticais devem ser colocados de acordo com a disposição determinada no processo de dimensionamento. Se não for possível a sua instalação ao longo de toda a camada de solo compressível os drenos devem ser instalados na camada de solo com menor coeficiente de compressibilidade;
- Caso os drenos forem danificados ou contaminados durante o processo de instalação, estes devem ser retirados e substituídos por outros em boas condições;
- Aquando da sua instalação, os drenos devem ser cravados de modo a que não existam espaços vazios entre a superfície destes e o solo, uma vez que a presença destes espaços prejudica o fluxo de água do solo para os drenos;
- A água captada pelo sistema de drenos deve escoar livremente até à superfície, sendo que a eficiência deste pode ser aumentada com o recurso a poços de bombeamento que removem a água captada pelos drenos. Mediante a instalação de uma camada drenante a velocidade de captação pode ser aumentada;
- A parte dos drenos que fica à superfície deve ser tapada com material do solo, colocado de forma livre, ou seja, sem ser compactado;
- No caso de existir necessidade da sobreposição de drenos, de modo a aumentar a profundidade de aplicação, os drenos devem ser sobrepostos, em geral, entre 0,30 m a 0,60 m.

3

APRESENTAÇÃO DO CASO DE ESTUDO

3.1. INTRODUÇÃO

O problema abordado centra-se na execução da ampliação da plataforma e pistas de rodagem do Aeroporto de Santander. Esta obra situa-se numa zona pantanosa da baía de Santander, onde existem solos moles, de baixa resistência, como foi comprovado nos estudos geotécnicos, sendo que por essa razão serão de se prever assentamentos de grande relevância diferidos no tempo. Posto isto, o projeto que visa este problema integra a execução de tratamentos de pré-carga acelerada por meio da instalação de drenos verticais ou de colunas de brita. No entanto, para a resolução deste problema apenas será abordada a solução de drenos verticais descartando-se as colunas de brita.

3.1.1. CAMPANHAS DE RECONHECIMENTO

De modo a se obter um vasto reconhecimento geotécnico da zona, foram executadas num estudo prévio dez sondagens de rotação com extração contínua de amostra e ensaios SPT (*Standard Penetration Test*), catorze ensaios de penetração dinâmica contínua tipo DPH (*Heavy Dynamic Penetration*) e cinco poços.

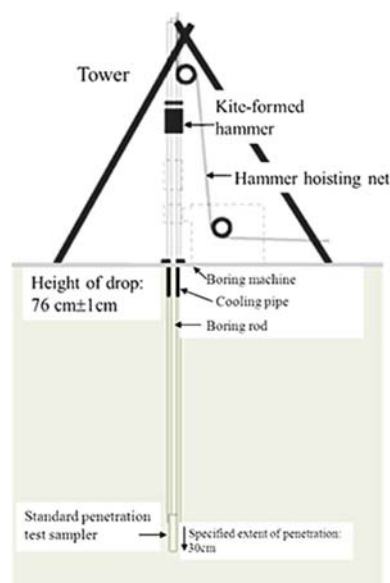


Figura 3.1 – Exemplo de um ensaio SPT

Com recurso às amostras obtidas pelas sondagens foram efetuados ensaios de compressão simples e ensaios edométricos, com medições da consolidação, de modo a identificar o estado mecânico e químico dos estratos.

É de referir que das sondagens executadas, seis chegaram ao estrato rijo entre os 7 e 14 m enquanto as restantes quatro se finalizaram sem o alcançar. Quanto aos penetrómetros dinâmicos, estes pararam a uma profundidade de aproximadamente 10 m, sendo que apenas três destes alcançaram um estrato de boas características, a uma profundidade entre os 8 a 9 m.

Apesar da campanha de reconhecimento em estudo prévio fornecer consideráveis informações sobre as condições do terreno e permitir retirar importantes conclusões acerca deste, foi proposta uma campanha adicional de modo a colmatar dúvidas existentes em certos aspetos a serem considerados na execução da obra.

Posto isto, o primeiro aspeto a colmatar estava centrado na não deteção do estrato rijo em quatro das dez sondagens, o que aconselhava a aumentar o reconhecimento para descartar a presença de paleocauces, rochas não propriamente de boas características e relativamente frequentes na zona. Para além de sondagens adicionais em alguns locais particulares foi ainda realizado um reconhecimento geofísico através de tomografia elétrica e sísmica passiva. O segundo aspeto estava focado nas soluções propostas em projeto, com a inclusão de aterros de pré carga sem ou com aceleração da consolidação por via da instalação de drenos verticais ou colunas de brita, uma vez que a estimativa dos tempos de consolidação são de grande importância na fase de execução da obra. Por esse motivo considerou-se conveniente precisar o valor do coeficiente de consolidação horizontal médio do solo através da realização de ensaios piezométricos CPTU (*Cone Penetration Test*). Para além destes, também se procedeu à realização de ensaios pontuais de dissipação (*Holding Test*), de onde foi possível retirar diretamente o valor de consolidação horizontal.

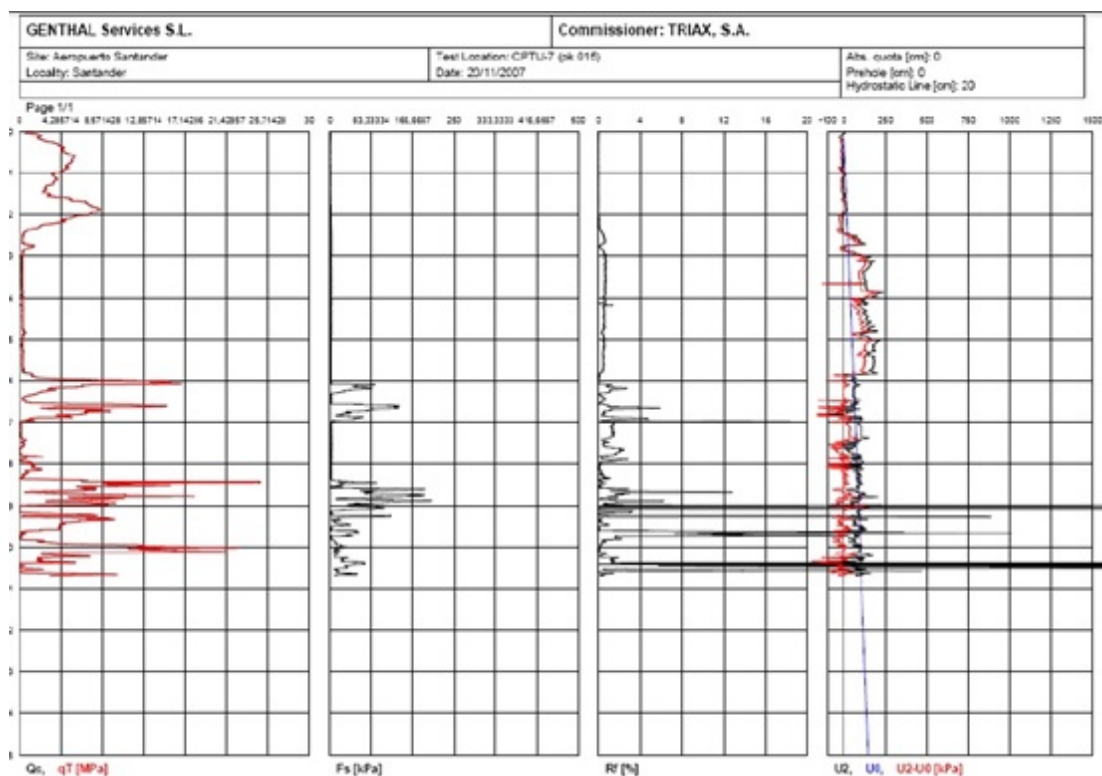


Figura 3.2 – Exemplo dos parâmetros obtidos por CPTU

Para cumprir os objetivos pretendidos realizaram-se no reconhecimento adicional sondagens de rotação com extração contínua de amostras inalteradas de 3 m recorrendo ao tubo Shelby e ensaios de permeabilidade tipo Lefranc. É de referir que todas as sondagens alcançaram o estrato rijo. Foram ainda realizados ensaios em laboratório sobre as amostras obtidas e instalados onze piezómetros na zona em causa e executados quarenta e cinco poços, criteriosamente espalhados, de modo a se obter uma leitura precisa do nível freático ao longo de um largo período de tempo.

Na Figura 3.3 está representada a planta do aeroporto com a respetiva localização dos ensaios e sondagens executadas durante a campanha de reconhecimento inicial e complementar. Destaca-se a área à esquerda, onde é visível a implantação do ensaio piezométrico, CPTU7, a ser tratado neste estudo devido às características desfavoráveis do solo presente nesta zona.

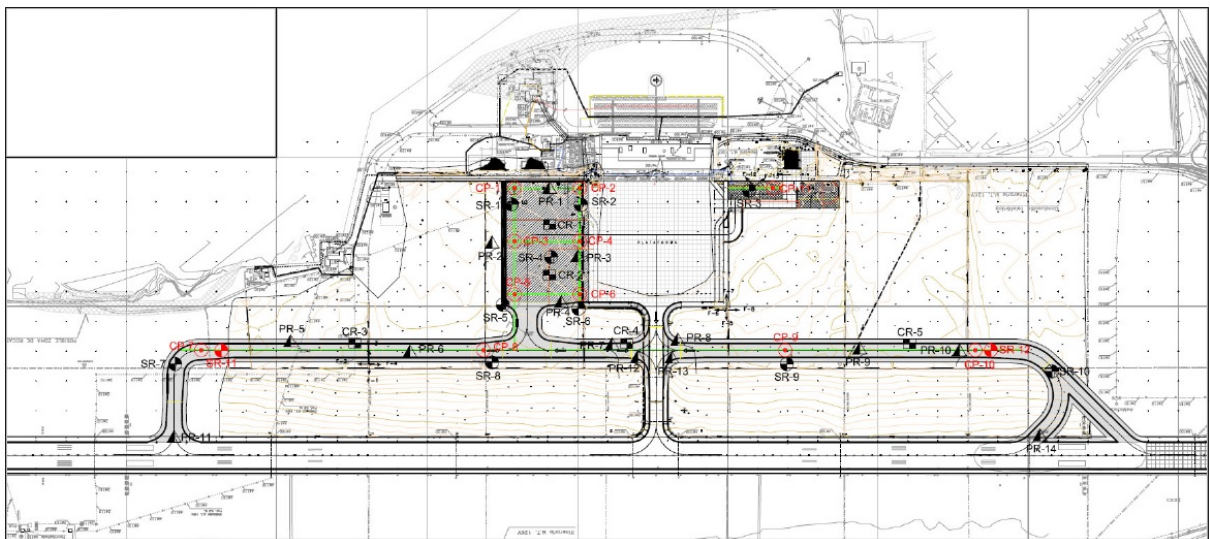


Figura 3.3 – Planta do aeroporto com localização dos reconhecimentos

3.1.2. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO TERRENO

A área da obra localiza-se na zona baixa da baía de Santander, outrora dominada por pântanos. A estrutura geologicamente mais significativa presente nesta zona é a intrusão de um material rochoso menos denso do período geológico Triásico que ocupa relativamente toda aquela metade da Baía. Aí se podem encontrar argilas e diversos tipos de margas abundantes em gesso. As margens desta intrusão são constituídas por calcários e margas de períodos geológicos mais recentes, apresentando-se muito fraturados. Esta situação explica o porquê do estrato rijo aparecer a profundidades variáveis. Em certas zonas a rocha está coberta por argilas resultantes de meteorização. É de notar que algumas das sondagens efetuadas para detetar a profundidade do estrato rijo não foram capazes de o alcançar.

Sobre a estrutura geológica referida existe um depósito de materiais quaternários resultantes da ação das marés, sendo estes responsáveis pela dificuldade da execução da obra. A natureza destes materiais é bastante variada, existindo a presença de níveis arenosos, argilosos e siltosos, sendo que na camada superior estes materiais são constituídos em certas áreas por enchimentos de materiais antrópicos, predominando os materiais arenosos.

Centrando na zona em estudo, é de destacar a existência de uma camada de solos moles, mais precisamente siltes de grande persistência, detetada em todas as sondagens, penetrómetros e

piezômetros. Em relação aos reconhecimentos geofísicos, estes também ressaltam a existência desta camada. Esta terá uma espessura variável entre os 2 a 5 m e encontra-se globalmente entre os 2 a 7 m de profundidade sob uma crosta superficial dura. Esta camada aparece em toda a extensão da pista de rodagem em estudo, como comprovam os ensaios penetrométricos, sendo identificada pela baixa resistência de ponta e pelo aumento considerável da pressão intersticial que indica uma diminuição da permeabilidade em comparação com os níveis arenosos onde a pressão intersticial coincide com a hidrostática. Abaixo desta camada de solos moles destaca-se uma alternância de materiais argilosos e arenosos, como é possível interpretar pelos resultados obtidos nos ensaios piezométricos e devido às variações da pressão intersticial durante a sua execução.

Em relação ao nível freático, é de destacar que este se encontra muito próximo da superfície, a profundidades, em certas zonas, inferiores a 1 m.

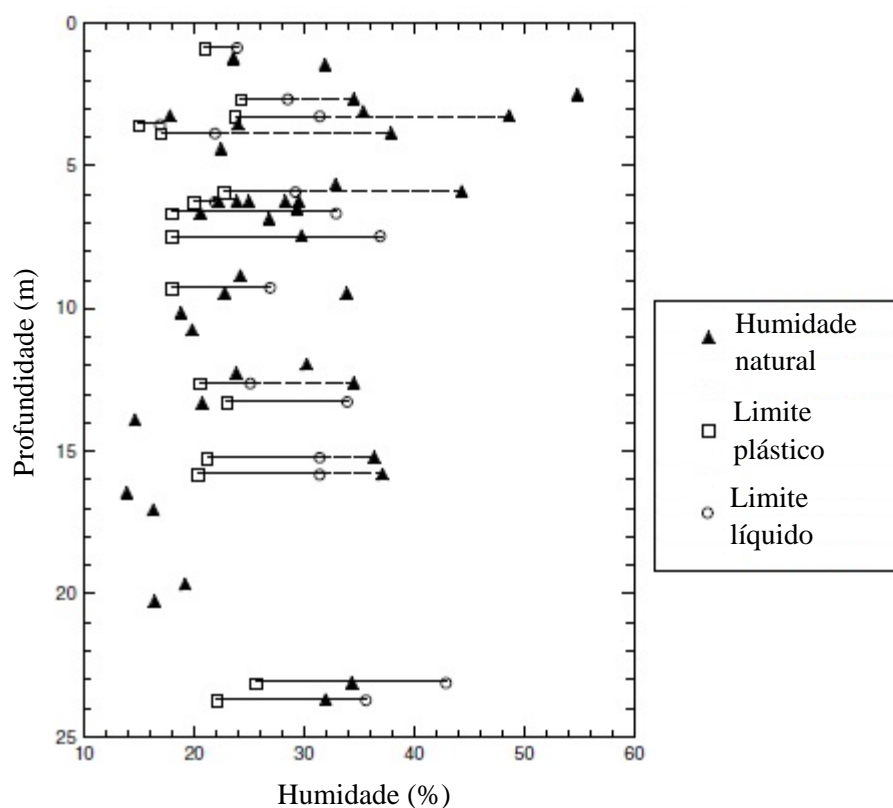


Figura 3.4 – Consistência dos materiais quaternários

3.1.3. CONSIDERAÇÕES SOBRE SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS

Com base nos elementos expostos nos pontos anteriores, foram tomadas em relação à zona em estudo algumas soluções construtivas importantes de referir para a construção do modelo numérico do problema. Posto isto, a pista de rodagem tem toda ela uma largura de 23 m e margens de 7,5 m, totalizando assim uma largura de 38 m. Para reduzir os assentamentos pós construção, optou-se pela execução de um aterro de pré-carga com 3 m de altura e uma razão de taludes 2(H):1(V), sendo que o aterro definitivo terá 1,5 m de altura. Deste modo, a largura da base do aterro em estudo será de 44 m. Dada a presença da crosta superficial dura e uma vez que a altura do aterro é pequena, a estabilidade dos taludes não é comprometida. Em complemento, de modo a acelerar a consolidação, foram previstos

drenos com 7 m de profundidade e espaçamento de 1,5 m ou 1,0 m em malha triangular equilátera. Tendo em consideração os dados relativos do terreno foi preferível a execução de drenos espaçados de 1,0 m, por permitirem uma consolidação mais rápida. Este assunto será abordado mais amplamente nos capítulos seguintes.

4

MODELAÇÃO NUMÉRICA

4.1. PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS

4.1.1. INTRODUÇÃO

Em resposta a problemas mais complexos e à necessidade de soluções mais sofisticadas na área da Geotecnia, foram desenvolvidos ao longo dos anos programas de modelação numérica cada vez mais potentes, com a capacidade de simular situações reais e prever dessa forma desfechos indesejáveis com mais pormenor. Desta forma, estes programas apresentam uma importante parte na resolução de questões relacionadas com aspetos geotécnicos.

A modelação numérica diz respeito à utilização de um dado modelo que representa uma simplificação da realidade de forma fiável e que através de ferramentas matemáticas torna possível a obtenção de resultados expectáveis, ou seja, fazer previsões.

O programa utilizado para a conceção e simulação do comportamento do problema em questão foi o PLAXIS® 2D 2012. Este é um programa de venda comercial, criado em meados de 1987 e melhorado ao longo dos anos de modo a proporcionar uma interface acessível e prática para o utilizador. Este programa caracteriza-se por permitir uma versátil análise geotécnica capaz de lidar com diversos panoramas de modelação geométrica e aspetos estruturais aplicados na área da Geotecnia e de resolver problemas bidimensionais ou tridimensionais de deformabilidade, estabilidade e percolação, recorrendo para tal ao Método dos Elementos Finitos e usando avançados cálculos computacionais.

O PLAXIS 2D pode ser um programa dirigido para problemas de análise de deformações e estabilidade em duas dimensões, no que respeita à área da engenharia geotécnica e é normalmente utilizado em fase de projeto.

Segundo Maranha das Neves (2007), a aptidão dos métodos numéricos para simular condições *in situ* depende da maior ou menor aproximação das equações correspondentes aos comportamentos reais dos solos e da capacidade dos engenheiros geotécnicos para estabelecer as condições de fronteira adequadas aos problemas em causa. Assim sendo, é fundamental para a obtenção de resultados credíveis que o processo de modelação seja elaborado por utilizadores que possuam um vasto conhecimento sobre as características do solo e das condições fronteira a considerar.

Não obstante a crescente capacidade de cálculo destes problemas numéricos, destaca-se que é normal a ocorrência de pequenos erros, que não podem ser significativos.

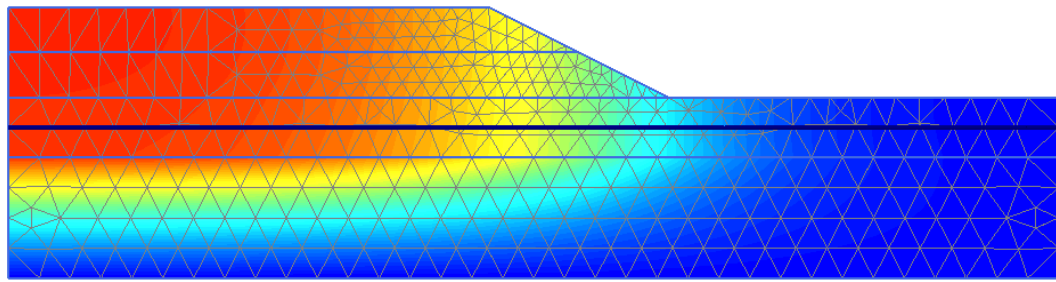


Figura 4.1 – Exemplo da malha e deslocamentos de um aterro elaborado com recurso ao Plaxis 2D

4.1.2. MODELAÇÃO NO PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS

4.1.2.1. DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA

De modo a analisar o comportamento do problema em estudo com recurso ao programa computacional referido anteriormente, procedeu-se em primeiro lugar à definição dos aspetos geométricos. Desta forma, segundo o documento de projeto “Asesoría Geotécnica para la Ejecución de la Obra de Ampliación de Plataforma y Calles de Rodaje en el Aeropuerto de Santander”, é possível destacar a presença uma faixa de rodagem, destinada à circulação das aeronaves, com uma largura de 23,0 m e margens pavimentadas na ordem dos 7,5 m e tendo uma elevação de 1,5 m relativamente ao perfil do terreno natural. O aterro provisório tem 1,5 m de altura e a razão de taludes é de 2(H) por 1(V).

Relativamente aos estratos do terreno, temos presente uma crosta superficial dura com uma espessura de aproximadamente 2,0 m e uma camada de siltes com 4,0 m de espessura. É de referir que a uma profundidade inferior a 6,0 m, ou seja, imediatamente abaixo da camada de siltes, encontram-se camadas difíceis de serem especificamente definidas devido a uma grande intercalação de camadas de solos arenosos, argilosos e siltosos. Deste modo, só será abordado um modelo constituído pelas duas primeiras camadas.

Uma vez que se trata de um problema axissimétrico, é desnecessário representar na análise toda a largura do terreno. Desta forma, esta apresentada na Figura 4.2 a geometria final do problema ser considerada. Refira-se que a base do aterro tem uma largura de 22,0 m e que de modo a se obter uma análise adequada e abrangente do comportamento do solo, considerou-se suficiente a extensão de 35,0 m do terreno.

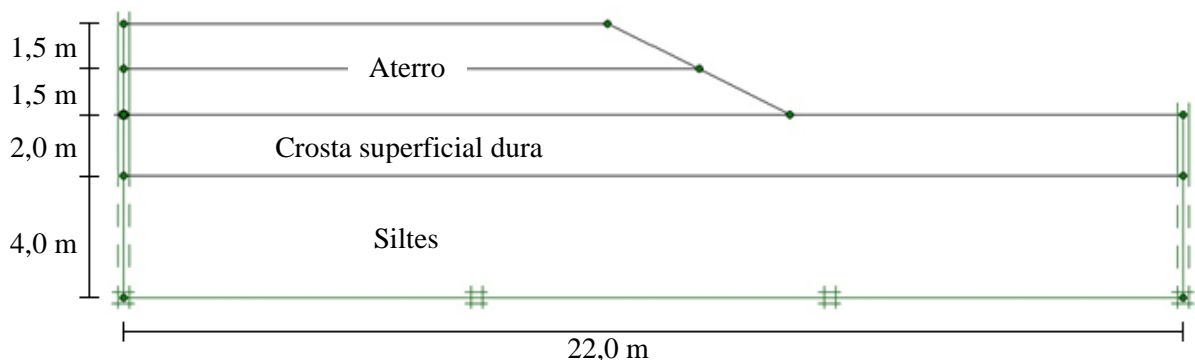


Figura 4.2 – Geometria do problema

Nesta fase, as zonas laterais e a base são fixadas de modo a definir as condições de fronteira. É possível destacar na Figura 4.2 a representação do aterro em duas camadas, sendo a camada superior a parte provisória do aterro que será retirada quando concluída a consolidação do terreno e a inferior a camada sobre a qual será construída a pista.

4.1.2.2. DEFINIÇÃO DOS MATERIAIS

Os resultados obtidos através dos ensaios e sondagens previamente mencionados não fornecem todas as propriedades requeridas pelo programa de modelação numérica para definir os materiais. Posto isto, foram utilizados os parâmetros conhecidos e aqueles de que não se dispunha conhecimento foram estipulados ou utilizados valores padrão, nomeadamente na coesão e no ROC. Note-se que os valores adotados para estes não influenciam o desfecho dos resultados. Um dos parâmetros desconhecidos foi o ângulo de atrito. Este foi calculado a partir dos resultados das trajetórias de tensões obtidas em ensaios de compressão triaxial.

Na tabela 4.1 estão representados os valores dos parâmetros dos materiais bem como o modelo do material e tipo de drenagem utilizados no programa.

Tabela 4.1 – Parâmetros dos materiais utilizados no programa Plaxis

		Material		
		Aterro	Crosta Superficial Dura	Siltes
Parâmetros	Modelo Constitutivo	Elástico Linear	Elástico Linear	Solo Mole
	Condições de drenagem	Drenado	Drenado	Não drenado
	γ [kN/m ³]	20	20	20
	e	0,50	0,50	1,10
	E [kN/m ²]	2,5E04	3,0E04	-
	ν	0,20	0,30	-
	c_c	-	-	0,30
	c_s	-	-	0,035
	c'	-	-	1,0
	ϕ' [°]	-	-	35
	ROC	-	-	1,0

Após a definição destas propriedades e dos modelos a utilizar, só resta aplicar os materiais à sua correspondente posição na geometria do problema definida anteriormente. Deste modo, está representado na Figura 4.2 a verde a camada de siltes, a crosta superficial dura a amarelo e o aterro correspondente à zona azul.

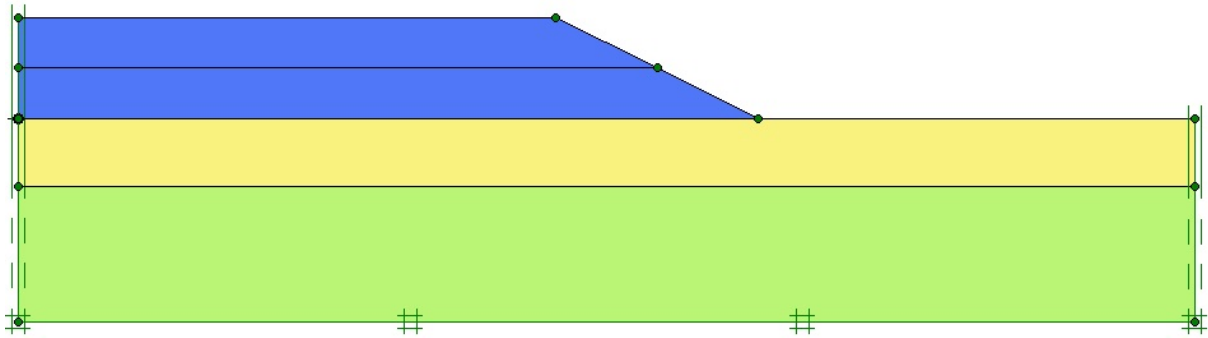


Figura 4.3 – Representação dos materiais

4.1.2.3. CONDIÇÕES FREÁTICAS

Sendo já do nosso conhecimento que este problema decorre numa zona onde o nível freático se situa perto da superfície, aproximadamente a 1,0 m de profundidade, e que as características geotécnicas correspondentes aos solos moles são fracas, torna-se relevante destacar a presença da água. Deste modo, evidencia-se na Figura 4.4 as condições freáticas utilizadas na conceção do modelo.

Em adição ao nível freático, é necessário definir as condições fronteira para a análise da consolidação. Sem a definição destas, a água poderia percolar livremente por todas as fronteiras e os excessos de pressão neutra iriam ser dissipados em todas as direções, algo que não é desejável nesta análise.

Deste modo, é necessário fechar a fronteira do lado esquerdo uma vez que esta coincide com a linha de simetria. A fronteira à direita deve ser igualmente fechada já que não existe escoamento livre nesta fronteira. Desta forma, não deve ocorrer escoamento horizontal. A fronteira na base do terreno deixa-se em aberto, uma vez que a dissipação dos excessos de pressão neutra pode ocorrer para as camadas inferiores. Relativamente à fronteira à superfície, está é obviamente deixada aberta.

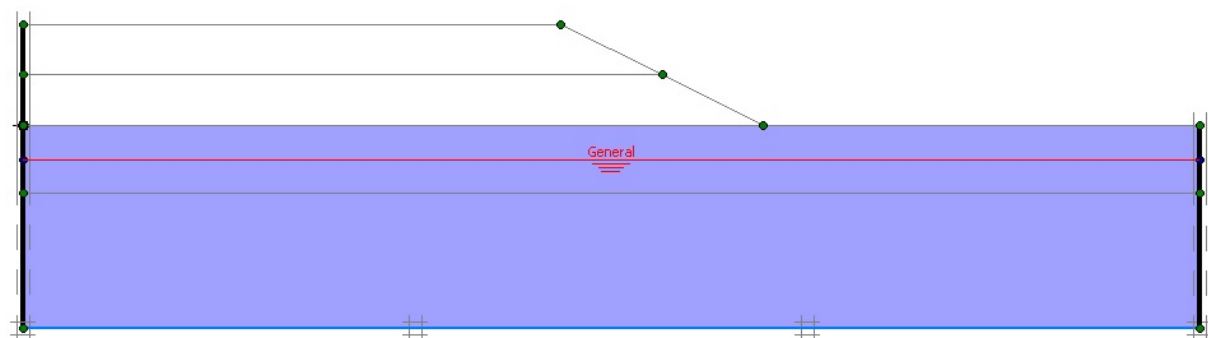


Figura 4.4 – Condições freáticas

4.1.2.4. VALIDAÇÃO ANALÍTICA

Por forma a validar que os parâmetros e os modelos utilizados no programa de modelação numérica foram os corretos, procedeu-se a uma simples série de cálculos analíticos com vista à obtenção dos valores da tensão efetiva numa fase anterior e posterior à construção do aterro, bem como do valor da pressão neutra, para o ponto médio da camada de siltes. A comparação destes resultados por via analítica com os resultados obtidos pela análise numérica permite concluir se os parâmetros e os modelos

utilizados são válidos e afirmar que o procedimento relativo à utilização do programa de modelação está correto. Deste modo, foram utilizadas as características presentes na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Características do problema

Características	
h_1 [m]	2,00
h_2 [m]	2,00
h_3 [m]	3,00
h_w [m]	3,00
γ_w [kN/m ³]	10

Em que h_1 representa a espessura da camada de crosta superficial dura, h_2 a distância do ponto médio da camada de siltes à sua fronteira superior, h_3 a altura do aterro, h_w a distância do nível freático ao ponto médio da camada de siltes e γ_w o peso volúmico da água, arredondado às unidades por razões de simplificação dos cálculos, uma vez que este arredondamento não implica uma variação significativa dos resultados. O ponto médio da camada de siltes refere-se a um ponto localizado no centro desta camada e coincidente com o eixo de simetria.

As equações abaixo indicadas traduzem os valores da tensão vertical, pressão neutra e tensão efetiva vertical, para a situação inicial, ou seja, antes do carregamento e para a situação final, após o carregamento. Através das figuras representadas é possível verificar que os resultados obtidos pelas equações e pelo modelo numérico são coincidentes. Deste modo, é possível afirmar que as propriedades e modelos utilizados no programa estão corretos.

▪ Antes do carregamento:

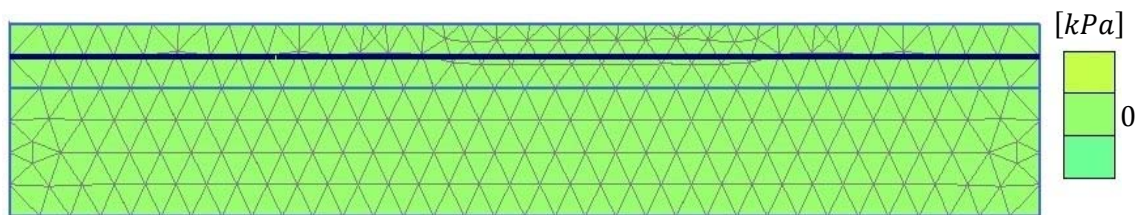


Figura 4.5 – Excesso de pressão neutra

Como era esperado, não se verificam excessos de pressão neutra antes do carregamento, uma vez que o terreno se encontra em estado de equilíbrio. A Figura 4.5 serve somente para confirmar que não existe nenhuma anomalia na construção do modelo. Nas equações 4.1 e 4.2 estão calculados a tensão vertical e pressão neutra de repouso no ponto médio da camada de silte, respetivamente.

$$\sigma_{v0} = h_1 * \gamma + h_2 * \gamma = 80 \text{ kPa} \quad (4.1)$$

$$u_0 = h_w * \gamma_w = 30 \text{ kPa} \quad (4.2)$$

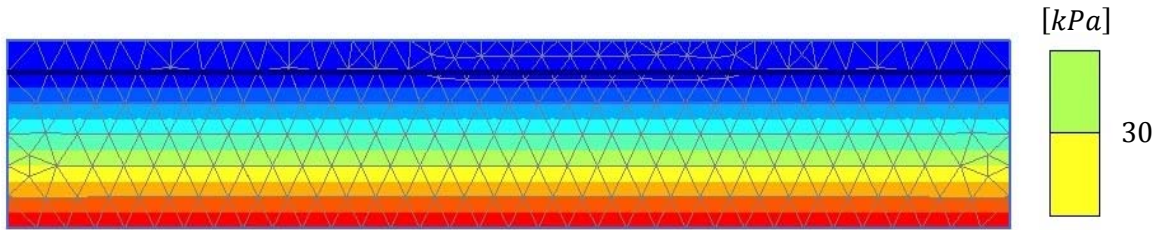


Figura 4.6 – Pressão neutra antes do carregamento

Observando a Figura 4.6 é verificado que a pressão neutra para este caso se encontra de acordo com o resultado obtido analiticamente. A linha divisória entre as cores representadas na legenda corresponde ao valor da pressão neutra, sendo possível constatar que esta se encontra a meio da camada de siltes, como era expectável.

Uma vez que a tensão efetiva vertical é obtida a partir dos valores da tensão vertical e da pressão neutra, equação 4.3, e que estes foram anteriormente calculados e considerados corretos, o resultado obtido para a tensão efetiva deverá estar igualmente correto. Tal é possível confirmar pela Figura 4.7.

$$\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u_0 = 50 \text{ kPa} \quad (4.3)$$

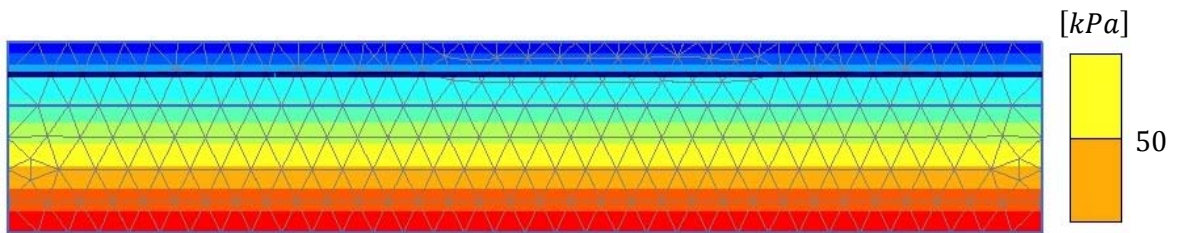


Figura 4.7 – Tensão efetiva vertical antes do carregamento

▪ Imediatamente após o carregamento:

A instalação do carregamento provoca um aumento da tensão vertical no maciço, sendo que a pressão neutra se mantém inalterada se este for drenado. Tal é possível verificar nas equações seguintes e nas Figuras 4.8 e 4.9, onde se resolve de forma análoga ao que foi referido anteriormente para a situação antes do carregamento.

$$\sigma_{v1} = h_1 * \gamma + h_2 * \gamma + h_3 * \gamma = 140 \text{ kPa} \quad (4.4)$$

$$u_1 = h_w * \gamma_w = 30 \text{ kPa} \quad (4.5)$$

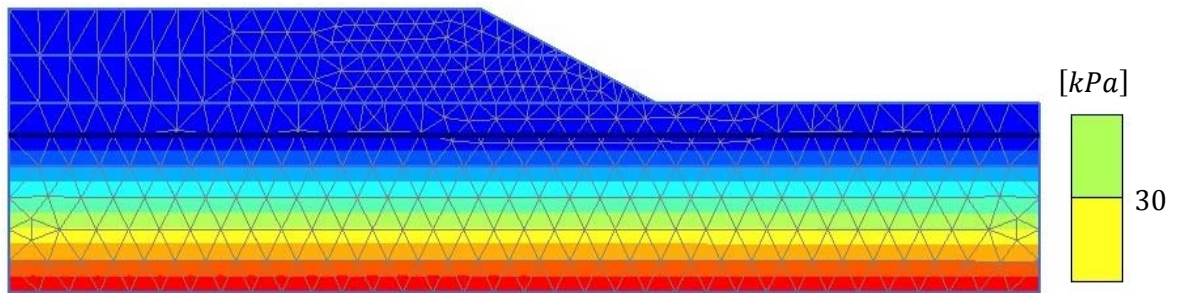


Figura 4.8 – Pressão neutra após o carregamento

$$\sigma'_{v1} = \sigma_{v1} - u_1 = 110 \text{ kPa} \quad (4.6)$$

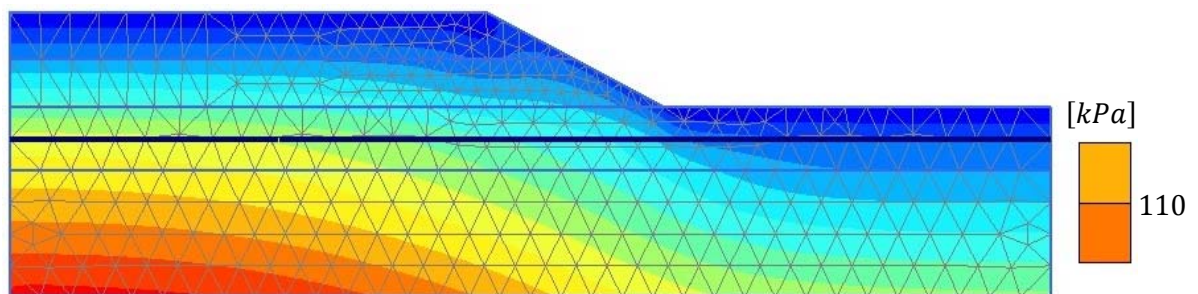


Figura 4.9 – Tensão efetiva após o carregamento

4.2. ANÁLISE SEM DRENOS

4.2.1. INTRODUÇÃO

Esta análise visa o estudo do comportamento do solo na presença de um aterro de pré-carga, sem outros métodos de aceleração de consolidação, ou seja, sem drenos verticais. As características geotécnicas dos estratos referidos neste problema proporcionam as condições necessárias para que no caso de um carregamento desta natureza, com apenas recurso a um aterro de pré-carga, demore um longo período de tempo até se alcançar a consolidação do maciço.

No entanto, esta consolidação é analisada segundo um simples modelo analítico, um modelo por formulação em Excel e através de um modelo numérico. A diferença entre os dois modelos analíticos reside na complexidade dos cálculos, sendo que o segundo modelo permite resolver casos onde são utilizados drenos. No entanto, para casos sem drenos produzem resultados análogos.

As propriedades relevantes à resolução destes modelos encontram-se representadas na Tabela 4.3, fazendo destaque ao coeficiente de consolidação vertical (c_v), onde o seu valor foi obtido por meio de ensaios edométricos. Em relação ao módulo edométrico (E_m) é de referir que se possui algumas reservas quanto a este, podendo haver uma variação deste para um melhor ajustamento. O índice de vazios inicial e o índice de compressibilidade foram obtidos mediante os resultados de outros ensaios previamente realizados. Para o peso volúmico da água considerou-se um valor aproximado às unidades para uma simplificação de cálculo, uma vez que devido à ordem de grandeza envolvida este não irá produzir diferenças relevantes nos resultados.

Tabela 4.3 – Parâmetros dos materiais

Parâmetros	
$c_v [m^2/s]$	2,0E-08
$\gamma_w [kN/m^3]$	10
Distância à fronteira drenante $H [m]$	2,00
e_0	1,10
C_c	0,30
Módulo Edométrico $E_m [kPa]$	1921
$h_0 [m]$	4,00

4.2.2. MODELO ANALÍTICO

Este cálculo analítico visa somente o estudo do assentamento total por consolidação para o caso sem drenos. As componentes verticais são as que contribuem maioritariamente para o assentamento do estrato, sendo assim desprezadas as componentes horizontais, que não representam relevância para a resolução em causa.

Com recurso aos resultados obtidos nas equações 4.3 e 4.6 e aos dados apresentados na Tabela 4.3, podemos obter o valor do assentamento total por consolidação esperado para o problema em questão, sendo este calculado através da equação seguinte:

$$S_c = \frac{h_0}{1+e} * C_c * \log \left(\frac{\sigma'_{v1}}{\sigma'_{v0}} \right) = 0,196 \text{ m} \quad (4.7)$$

Posto isto, podemos destacar que o resultado aqui obtido corresponde ao valor do assentamento final previsto no documento “Asesoría Geotécnica para la Ejecución de la Obra de Ampliación de Plataforma y Calles de Rodaje en el Aeropuerto de Santander”, podendo concluir desta forma que os resultados anteriormente obtidos são válidos.

De modo a definir graficamente a evolução dos assentamentos ao longo do tempo, procedeu-se à determinação do assentamento por consolidação em função do tempo $S_c(t)$, sendo este obtido recorrendo à equação 4.8.

$$S_c(t) = \bar{U}_z(t) * S_c \quad (4.8)$$

Onde S_c representa o assentamento total por consolidação e $\bar{U}_z(t)$ o grau de consolidação médio vertical num dado instante t . Este último é definido pelas equações 4.9 e 4.10:

$$\text{Para } U_z(t) < 0,60 \quad , \quad U_z(t) = \sqrt{\frac{4T_v}{\pi}} \quad (4.9)$$

$$\text{Para } U_z(t) > 0,60 \quad , \quad U_z(t) = 1 - 0,8106e^{-2,4674T_v} \quad (4.10)$$

Onde T_v representa o factor tempo e é obtido por:

$$T_v = \frac{c_v * t}{H^2} \quad (4.11)$$

Em que c_v representa o coeficiente de consolidação vertical, traduzido em m^2/dia , e H a distância máxima que a água tem de percorrer até sair da camada em estudo.

Posto isto, obtemos o gráfico representado na Figura 4.10, onde se pode observar a curva da evolução do assentamento por consolidação em função do tempo. De notar que próximo dos 2000 dias se verifica um grau de consolidação de 90% e se atinge um assentamento total por consolidação de 0,196 m aproximadamente aos 5500 dias

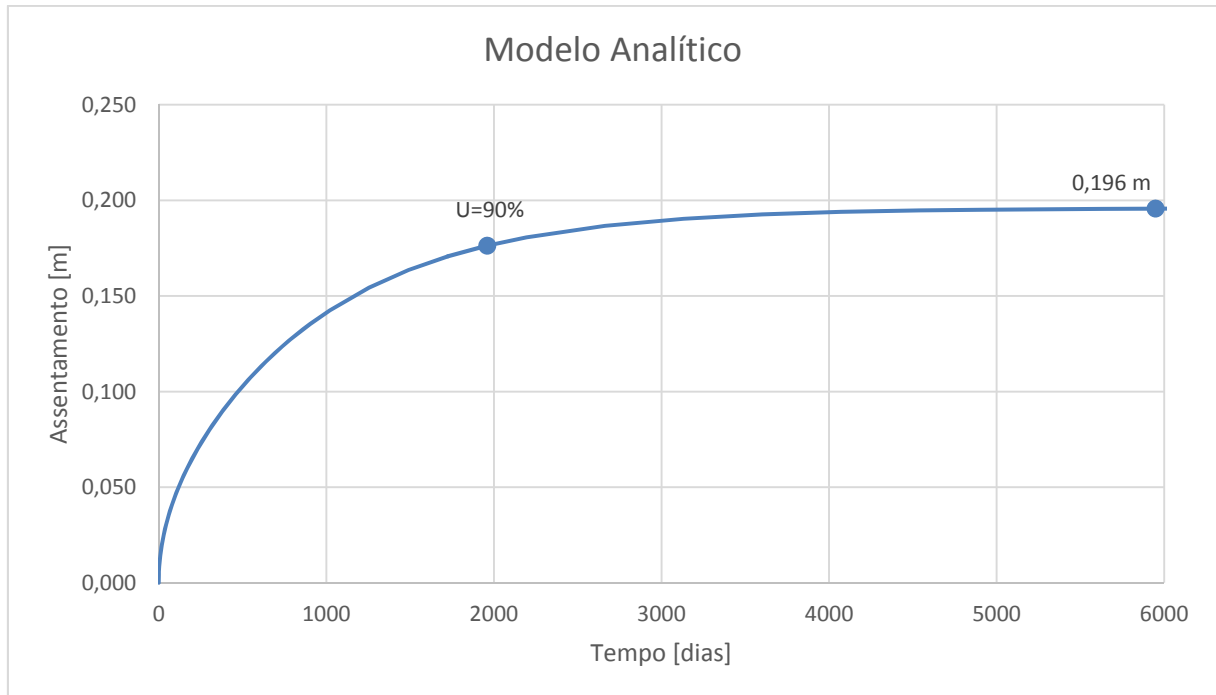


Figura 4.10 – Evolução dos assentamentos em função do tempo do modelo analítico

4.2.3. MODELO POR FORMULAÇÃO EM EXCEL

O modelo analítico utilizado anteriormente não tem capacidade de reproduzir resultados com a utilização de drenos, posto isto, esta formulação é igualmente um modelo analítico na sua mas que engloba um maior grau de complexidade por forma a se poder calcular a influência dos drenos na consolidação final do solo.

No entanto, como se está a analisar neste caso a consolidação sem drenos, é simples alcançar os resultados finais, pois a consolidação radial não entra nestes cálculos.

Tabela 4.4 – Propriedades dos materiais

Propriedades		
Espessura do Estrato (m)	h_0	4,00
Índice de vazios	e_0	1,10
Índice de Compressibilidade	C_s	0,30
Índice de Recompressibilidade	C_c	0,035
Tensões no ponto médio da camada (kPa)	σ_{v0}	80,00
	u_0	30,00
	σ'_{v0}	50,00
ROC		1,00
Drenagem (número de camadas drenantes)	N	2
Coeficiente de Consolidação (cm^2/s)	c_v	2,0E-04
	c_h	1,15E-03
Carga (kPa)		60,00

$$\text{Para } U_z(t) < 0,60 \quad , \quad U_z(t) = \sqrt{4c_v(t - t_0) * 24 * 3600 / (100(H/N))^2} / \pi \quad (4.12)$$

$$\text{Para } U_z(t) > 0,60 \quad , \quad U_z(t) = 1 - 10^{(c_v(t-t_0)*24*3600/(100(H/N))^2 + 0.0851)/-0.9332} \quad (4.13)$$

Pode-se observar a curva da evolução dos assentamentos em função do tempo na Figura 4.11. Tal como a curva mencionada no modelo analítico anterior, verifica-se nesta um grau de consolidação em torno dos 90% aos 2000 dias. Em relação ao assentamento final, o seu valor é igualmente análogo, obtendo-se um assentamento de 0,196 m aos, sensivelmente, 5500 dias.

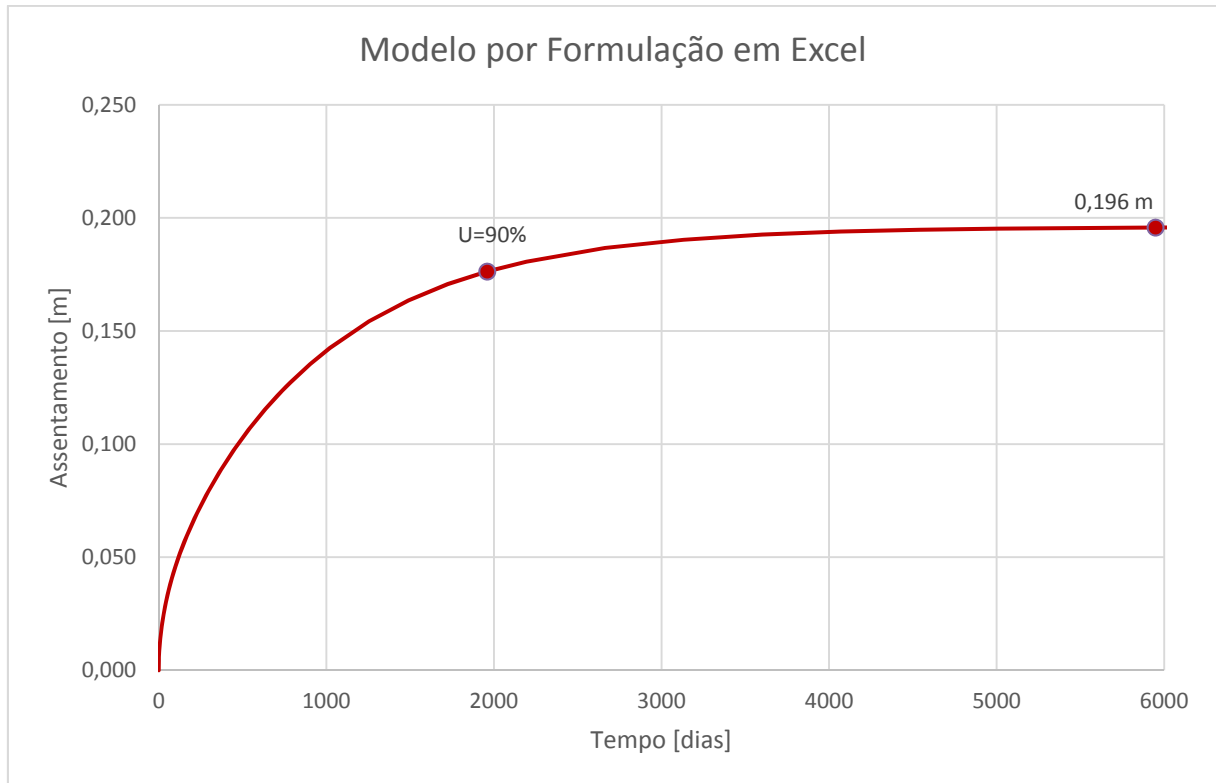


Figura 4.11 – Evolução dos assentamentos em função do tempo do modelo por formulação em Excel

4.2.4. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS ANALÍTICOS COM OS RESULTADOS DA FORMULAÇÃO EM EXCEL

Uma vez que os resultados da formulação em Excel serão utilizados como modelos comparativos com os resultados das análises efetuadas no programa de elementos finitos *Plaxis*, torna-se importante conhecer a validade desta.

Podemos constatar na Figura 4.12 que o modelo analítico e a formulação em Excel produzem os mesmos resultados, sendo as evoluções dos assentamentos em função do tempo idênticas, e partilham o mesmo valor do assentamento final por consolidação de 0,196 m. Tendo em consideração este facto, podemos afirmar que as análises estarão corretas.

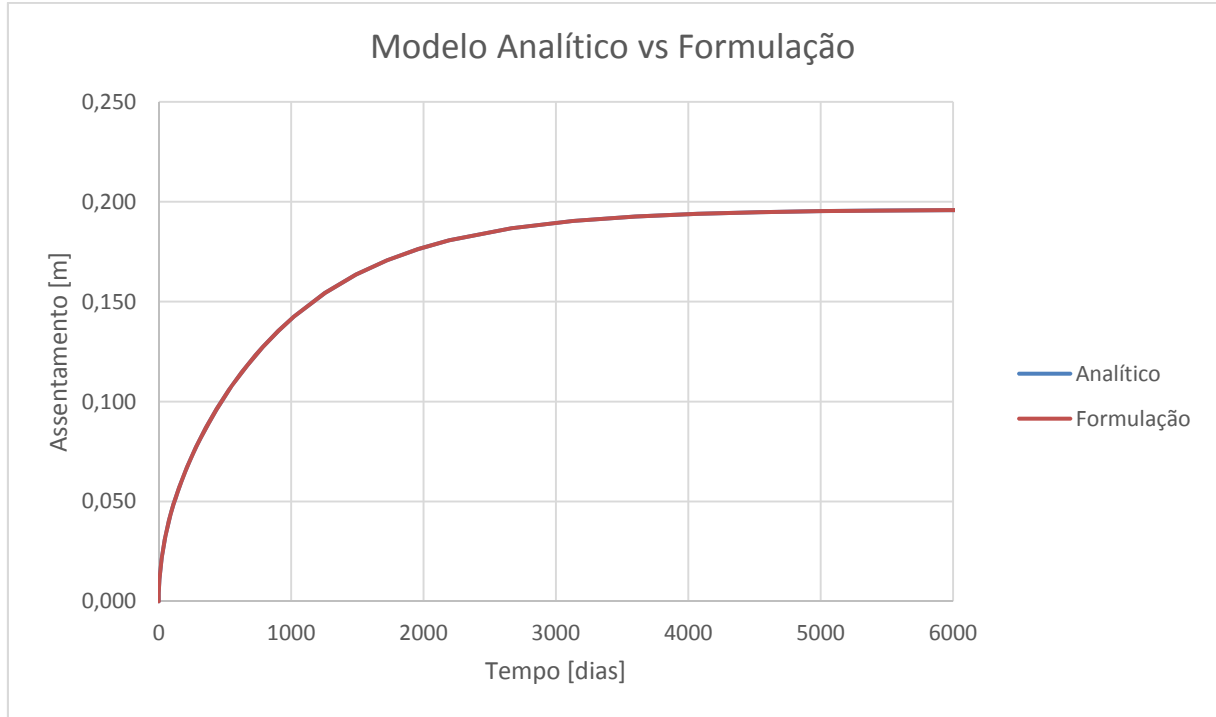


Figura 4.12 – Comparação entre o modelo analítico e o modelo por formulação

4.2.5. COMPARAÇÃO COM OS RESULTADOS OBTIDOS NO PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS

Para as análises efetuadas com recurso ao método dos elementos finitos é necessário conhecer alguns parâmetros geotécnicos específicos. Neste caso, uma vez que a permeabilidade é o parâmetro que influencia diretamente os resultados obtidos, é de grande importância ter um bom conhecimento dos seus valores.

Recorrendo aos dados da Tabela 4.3 podemos determinar a permeabilidade vertical e horizontal. A equação 4.14 representa a expressão do coeficiente de consolidação vertical, já referido anteriormente e expressado na equação 2.14.

$$c_v = \frac{k_v * E_m}{\gamma_w} \Leftrightarrow k_v = \frac{c_v * \gamma_w}{E_m} \quad (4.14)$$

De seguida estão representados os valores dos parâmetros relevantes à elaboração dos modelos. Considera-se que a razão entre a permeabilidade horizontal e vertical está compreendida entre 1,5 e 2,0. Devido às características do terreno optou-se por escolher o limite superior.

$$k_h = 2 * k_v \quad (4.15)$$

No entanto, uma vez que estamos a tratar de uma análise sem drenos, é assumido que os valores da permeabilidade vertical e da permeabilidade horizontal são iguais, traduzindo-se neste caso somente por

k , onde este representa o valor da permeabilidade vertical em metros por dia (Tabela 4.5), sendo que este será o valor da permeabilidade utilizado nas análises seguintes.

Tabela 4.5 – Coeficientes de Permeabilidade

Permeabilidade	
k_v [m/s]	1,04E-10
k_h [m/s]	2,08E-10
k [m/dia]	9,00E-06

Neste caso, a comparação efetuada entre os modelos tem uma duração temporal de 1100 dias, aproximadamente 3 anos, em contraste com os 6000 dias adotados nas representações anteriores. Esta alteração deve-se ao fato do prazo da realização da intervenção no aeroporto ter uma duração prevista de 3 anos, sendo igualmente de significativa importância analisar a relação entre os modelos num espaço de tempo mais curto, comparativamente ao que foi usado anteriormente. Desta forma, a utilização deste período de tempo é mais apropriada para avaliar os resultados obtidos e será aplicada nas análises posteriores.

Na Figura 4.13 é possível observar a semelhança entre os modelos referidos anteriormente e a curva que representa o modelo numérico. Apesar de não possuir um grande desfasamento das curvas presentes dos outros modelos, admitimos que este desfasamento pode ser mais e assim aumentar o rigor dos resultados. Para tal, é necessário ajustar as permeabilidades inseridas no programa, assunto que irá ser tratado no ponto seguinte.

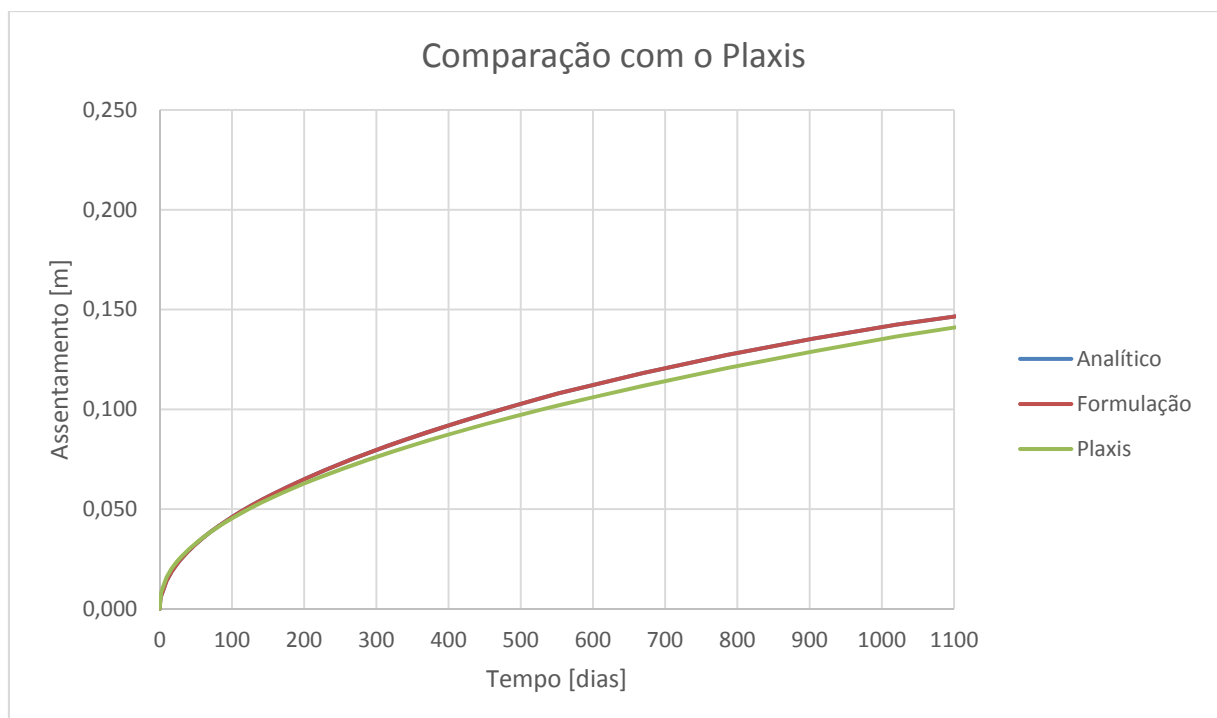


Figura 4.13 – Comparação com os resultados obtidos no programa de elementos finitos

4.2.6. AJUSTAMENTO DA PERMEABILIDADE NO PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS

Como foi referido anteriormente, é necessário modificar as permeabilidades inseridas no programa de modo a que se produzam resultados mais próximos do modelo analítico e do modelo por formulação em Excel.

A equação 4.16 representa a expressão do módulo edométrico, em função do coeficiente de compressibilidade volumétrica vertical, já referido anteriormente no ponto de metodologia e dimensionamento, expressado na equação 2.14.

$$E_m = \frac{1}{m_v} \quad (4.16)$$

Deste modo, como o módulo edométrico possui um valor estimado, sobre o qual existem reservas quanto ao seu rigor, é possível calcular uma gama de permeabilidades, obtidas mediante a sua variação, para serem utilizadas no programa de elementos finitos.

A variação do módulo edométrico não afeta os resultados obtidos nos outros modelos porque estamos a tratar de um caso sem drenos, sendo que as permeabilidades não entram nas expressões analíticas já referidas anteriormente em relação a este caso. Tal deve-se ao facto de não existir grau de consolidação médio radial.

Posto isto, é possível observar na Figura 4.14 que não existe alteração das curvas de assentamentos em função do tempo relativamente à variação dos valores do módulo edométrico.

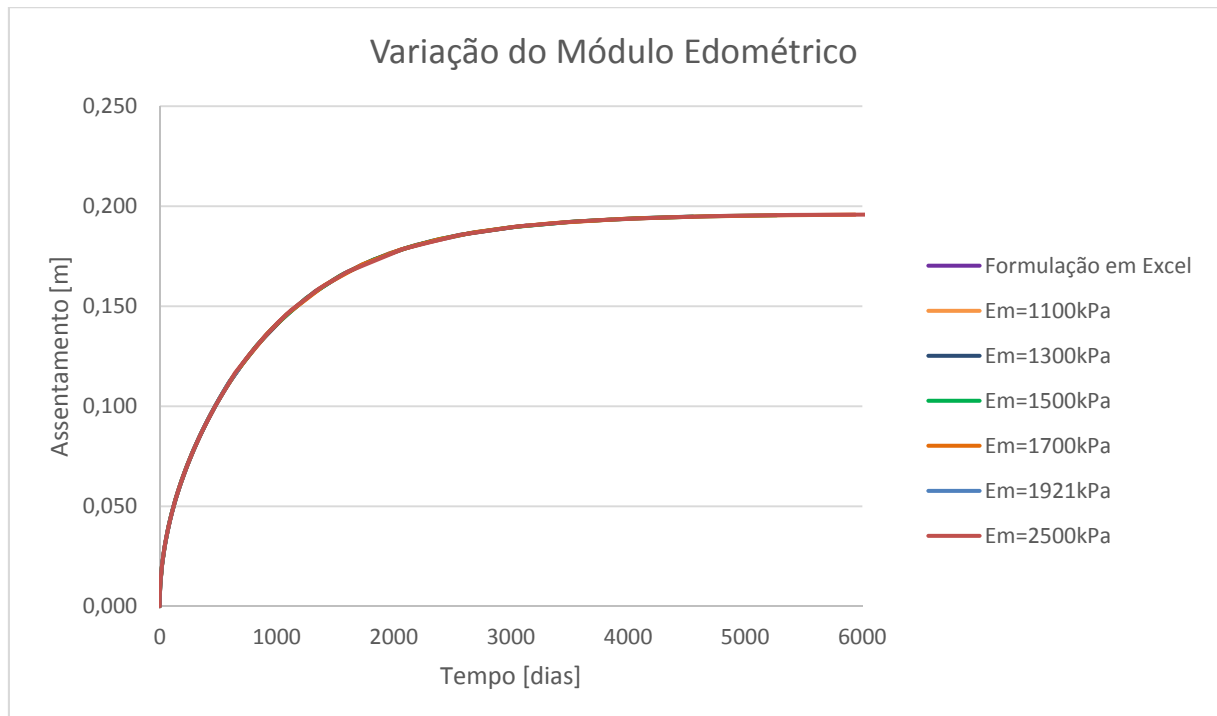


Figura 4.14 – Variação do módulo edométrico no modelo analítico e modelo por formulação em Excel

De seguida temos representados na Tabela 4.8 os valores das permeabilidades correspondentes aos diferentes valores do módulo edométrico, sendo que a primeira linha de valores representa o valor inicialmente estimado.

Tabela 4.6 – Valores da permeabilidade em função do módulo edométrico

Módulo Edométrico	Permeabilidades
E_m [kPa]	k [m/dia]
1100	1,57E-05
1300	1,33E-05
1500	1,15E-05
1700	1,02E-05
1921	9,00E-06
2500	6,91E-06

Analisando a Figura 4.15 foi possível deduzir que para um melhor ajustamento dos resultados obtidos pelo programa de modelação numérica se terá de proceder a uma redução do módulo edométrico em contraste com o valor inicial, sendo que esta redução leva a um aumento dos valores da permeabilidade do solo. Contudo, considerou-se também um maior valor deste módulo por modo a demonstrar que este implicará uma diminuição da permeabilidade, o que não é o desejado para este caso.

Optou-se inicialmente por efetuar uma análise da variação do referido módulo aplicando para tal uma gama de valores de, aproximadamente, 600 kPa em relação ao valor inicial. Na Figura 4.15 é possível observar os efeitos que esta variação, ao variar os valores da permeabilidade, provoca nas curvas de consolidação.

Como foi referido anteriormente, o aumento do valor do módulo gera resultados que não são desejáveis, uma vez que a diminuição da permeabilidade provoca um desvio do objetivo desta variação, que é o ajustamento dos resultados numéricos aos resultados analíticos. Tal não ocorre para este caso.

Por outro lado, a redução do valor do módulo, e consequente aumento da permeabilidade, promove um efeito favorável ao ajustamento. Contudo, é visível que a amplitude utilizada é exagerada, sendo deste modo necessário diminuí-la por forma a obter um ajustamento mais satisfatório.

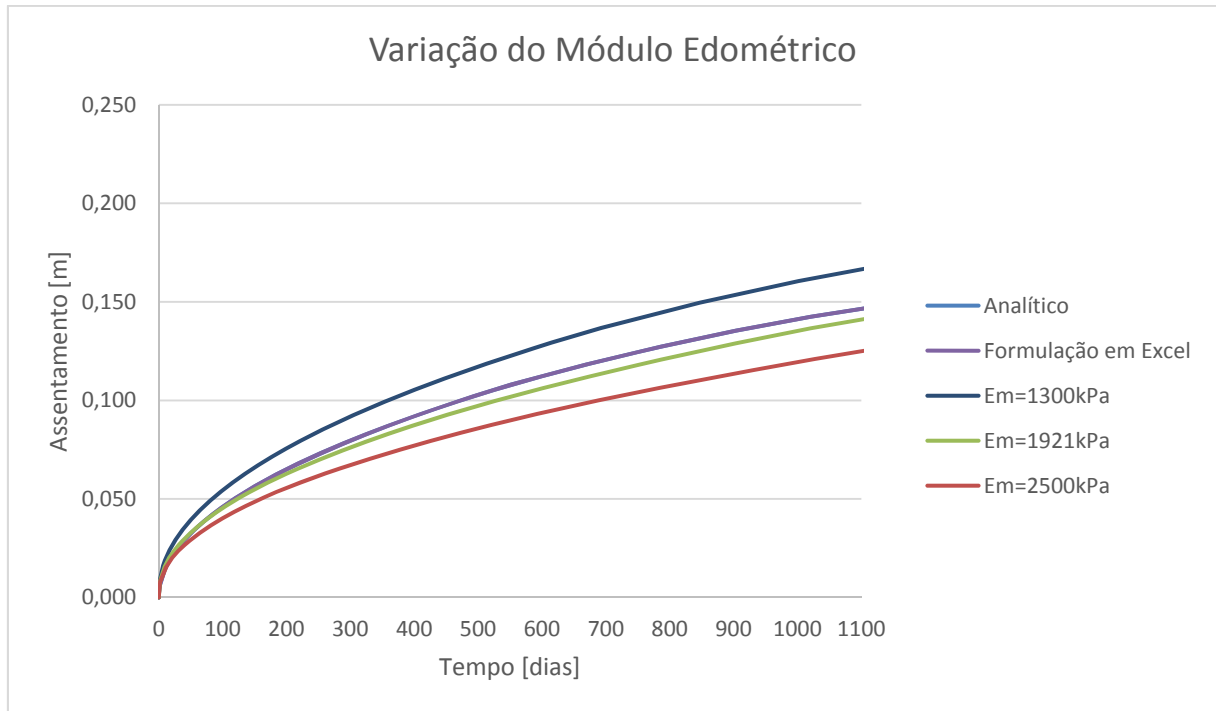


Figura 4.15 – Variação do módulo edométrico no Plaxis em comparação com os modelos anteriores

Em linha com o que foi referido anteriormente, procedeu-se a uma redução progressiva da amplitude de valores até se obter um resultado adequado.

Analisando a Figura 4.16 verifica-se que o melhor ajustamento é gerado pelo valor do módulo edométrico de aproximadamente 1750 kPa . A curva produzida para este é praticamente coincidente com a curva produzida pelo modelo analítico e pelo modelo de formulação em Excel, o que indica um bom ajustamento.

Podemos assim concluir que este valor será o módulo edométrico a ser utilizado nas análises seguintes, tendo influência nas permeabilidades dos casos posteriores.

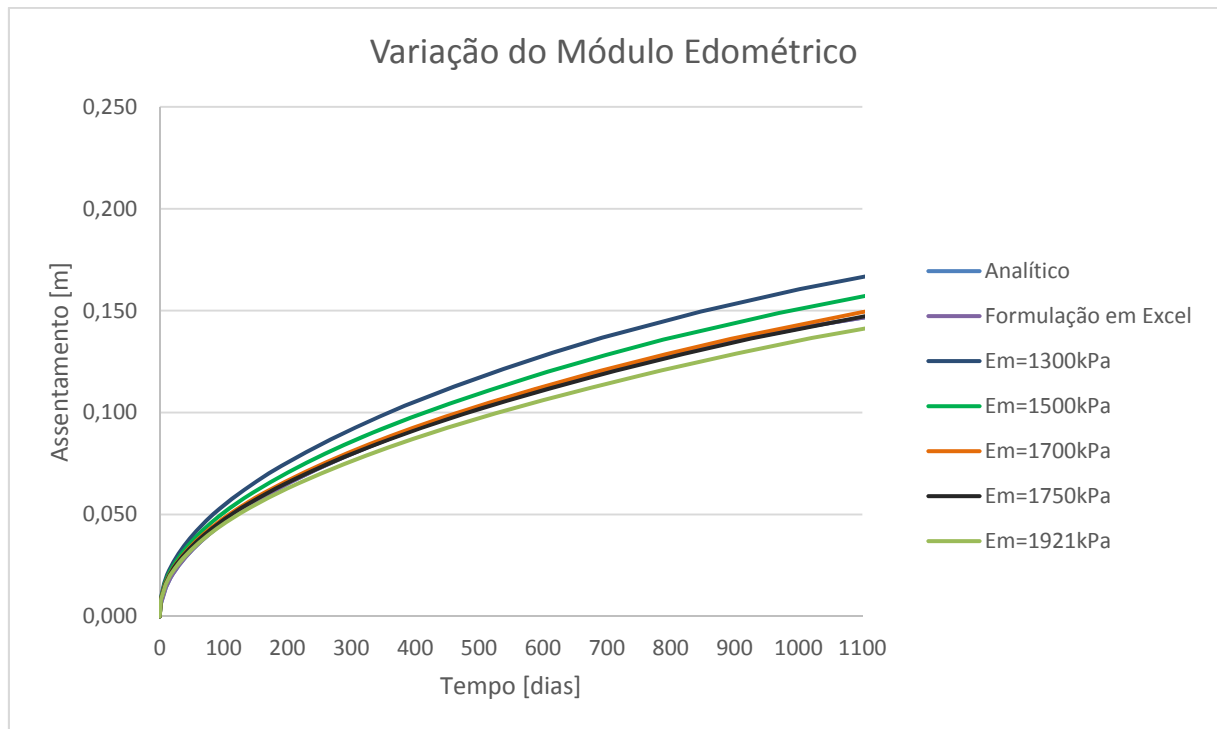


Figura 4.16 – Ajustamento da curva de consolidação

Em resumo, os parâmetros finais a serem utilizados e as permeabilidades alcançadas (obtidas de forma análoga ao ponto 4.2.5), estão destacados na Tabela 4.7. Estes serão empregues nos pontos posteriores, onde se analisa a presença dos drenos verticais no solo.

Tabela 4.7 – Parâmetros finais

Parâmetros	
c_v [m^2/s]	2,0E-08
E_m [kPa]	1750
γ_w [kN/m^3]	10
k_v [m/s]	1,14E-10
k_h [m/s]	2,28E-10
k [m/dia]	9,87E-06

É de referir que as análises anteriores foram desenvolvidas com uma base temporal de, aproximadamente, 3 anos. Contudo, expandindo consideravelmente o período de tempo, é possível observar que todas as curvas geradas com base nos diferentes valores do módulo edométrico, e consequentes permeabilidades, tendem para o mesmo resultado final dos assentamentos finais (Figura 4.17). A diferença entre os resultados reside no tempo em que estes assentamentos são atingidos. Posto isto, podemos afirmar que quanto menor for o módulo edométrico, maior a permeabilidade e menor o tempo em que o assentamento final é alcançado.

É de referir que a diferença (de aproximadamente 2 cm) do resultado do assentamento final entre os modelos analíticos e o numérico deve-se aos diferentes métodos de cálculo e parâmetros empregues em cada modelo.

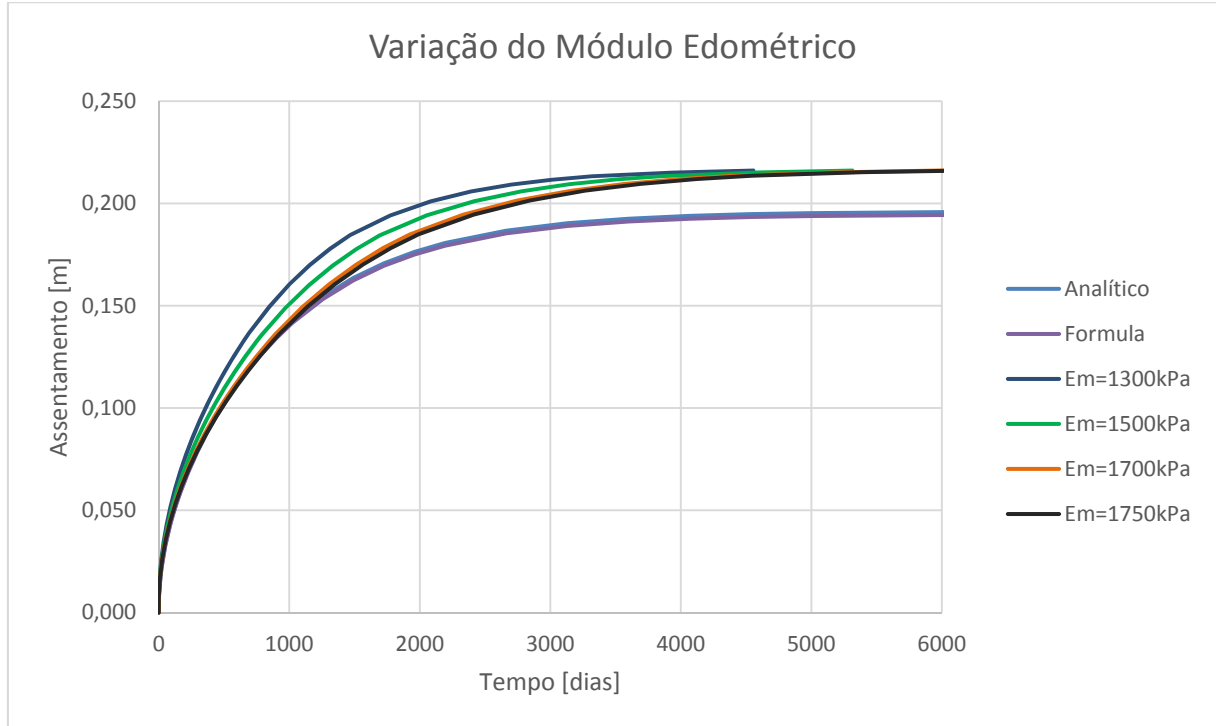


Figura 4.17 – Assentamentos finais para diferentes módulos edométricos

4.3. ANÁLISE COM DRENOS

4.3.1. ZONA DE AMOLGAMENTO

O processo de cravação de drenos leva a uma compressão do solo em torno destes devido ao seu modo de execução. Posto isto, deve-se ter o cuidado quando se procede à cravação de drenos de que esta seja executada da melhor forma, por modo a não alterar desnecessariamente as características do solo. A zona de amolgamento compreende a zona de solo comprimido em torno dos drenos aquando da cravação. Esta possui uma menor permeabilidade horizontal precisamente devido a esta compressão do solo.

Como a função dos drenos verticais é acelerar a consolidação de um solo, a diminuição da permeabilidade do solo em torno destes prejudica o seu desempenho. Sendo assim, é desejável que a zona de amolgamento seja a menor possível.

Quando se reproduz um modelo em 2D, é necessário traduzir os efeitos sentidos tridimensionalmente para este modelo de modo a que os resultados gerados sejam os mais corretos.

Enquanto os coeficientes de permeabilidade vertical (k_v) e horizontal (k_h) resultam de ensaios edométricos, para considerar o efeito de amolgamento é necessário alterar as permeabilidades de modo a que estas correspondam à situação real. Deste modo, está representada na equação 4.16 a nova permeabilidade horizontal, k_{pl} .

$$k_{pl} = 2k_h/3[\ln(n/s) + (k_h/k_v) * \ln(s) - 3/4] \quad (4.16)$$

$$n = R/r_w \quad (4.17)$$

$$s = r_s/r_w \quad (4.18)$$

$$k_v = k_{pl}/2 \quad (4.20)$$

Onde n é a razão entre o raio do dreno e o raio de influência deste, s a razão entre o raio de amolgamento e do dreno e k_v a nova permeabilidade vertical.

É necessário salientar que no programa de elementos finitos Plaxis, o dreno, enquanto elemento num modelo 2D, é apenas um elemento geométrico que possui uma permeabilidade elevada.

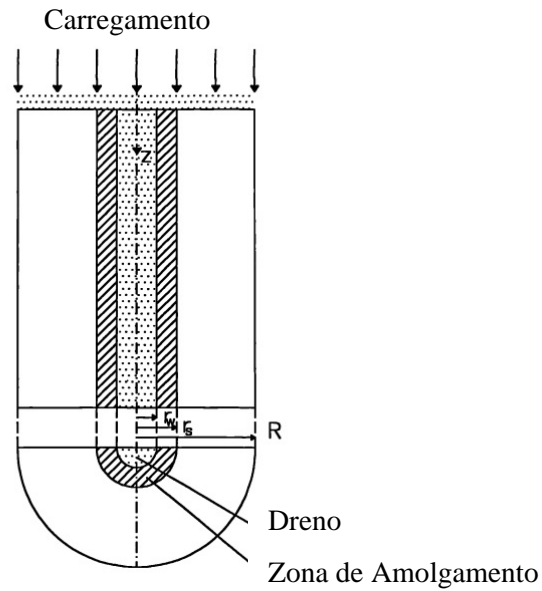


Figura 4.18 – Zona de Amolgamento

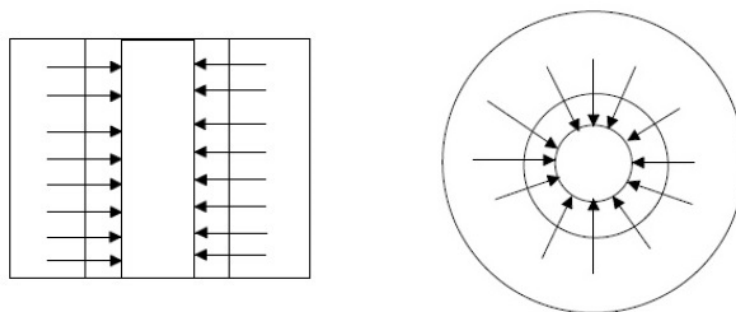


Figura 4.19 – Modelo 2D e 3D, respetivamente, de um dreno com zona de amolgamento

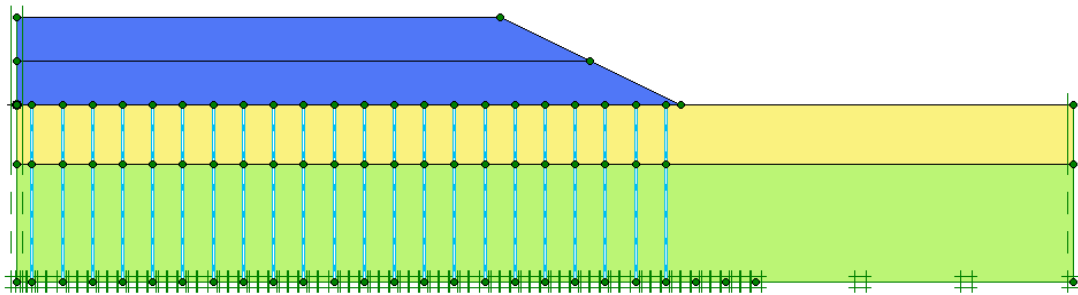


Figura 4.20 – Exemplo da malha de drenos em Plaxis

4.3.2. MODELO DE FORMULAÇÃO EM EXCEL

4.3.2.1. DRENOS COM ESPAÇAMENTO DE 1,5 M

Sabendo que o espaçamento entre drenos influencia a sua disposição ao longo da zona em estudo e a sua densidade, é expectável que a malha de drenos com menor espaçamento produza uma consolidação mais rápida do que no caso de drenos com maior espaçamento. Isto deve-se ao facto de a malha mais densa possuir uma maior capacidade drenante, permitindo deste modo que a água seja expulsa do solo mais rapidamente. Assim sendo, atinge-se a consolidação pretendida num período de tempo mais curto do que no caso de uma malha constituída por drenos com maior espaçamento.

Na Figura 4.21 está representada a evolução da curva de consolidação, onde se destaca um grau de consolidação pouco superior a 70% aos 45 dias, (ou seja, num mês e meio) e aproximadamente 90% em aproximadamente 90 dias. Posto isto, concluímos que neste caso são necessários três meses para se obter um grau de consolidação satisfatório.

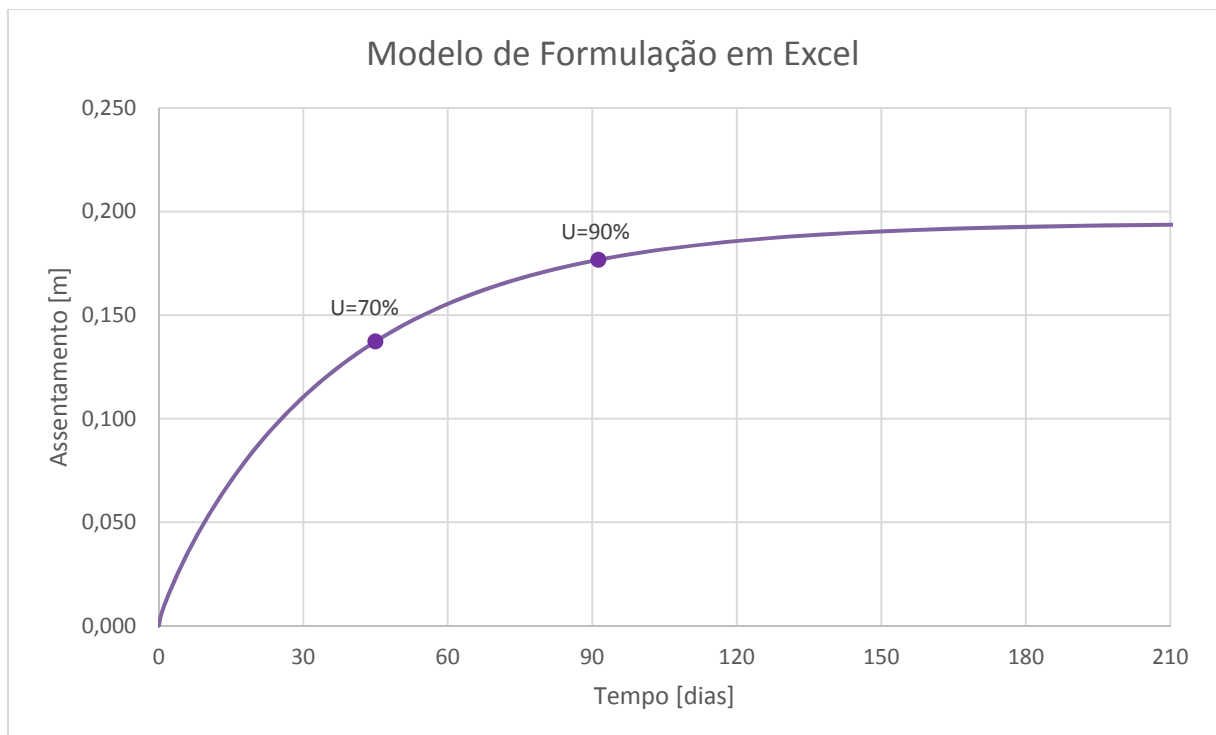


Figura 4.21 – Evolução da curva de consolidação para drenos espaçados de 1,5 m no modelo de formulação em Excel

4.3.2.2. DRENOS COM ESPAÇAMENTO DE 1,0 M

Seguidamente foi analisada a situação com drenos espaçados de 1,0 m. Como é expectável, os assentamentos finais são iguais ao ponto anterior, sendo que a única e grande diferença reside na grande diminuição do período de tempo para alcançar a consolidação.

Na Figura 4.22 verifica-se que se atinge um grau de consolidação de 90% no espaço de um mês e de 95% num mês e meio. É ainda possível destacar que aos três meses já se atingiram os assentamentos finais.

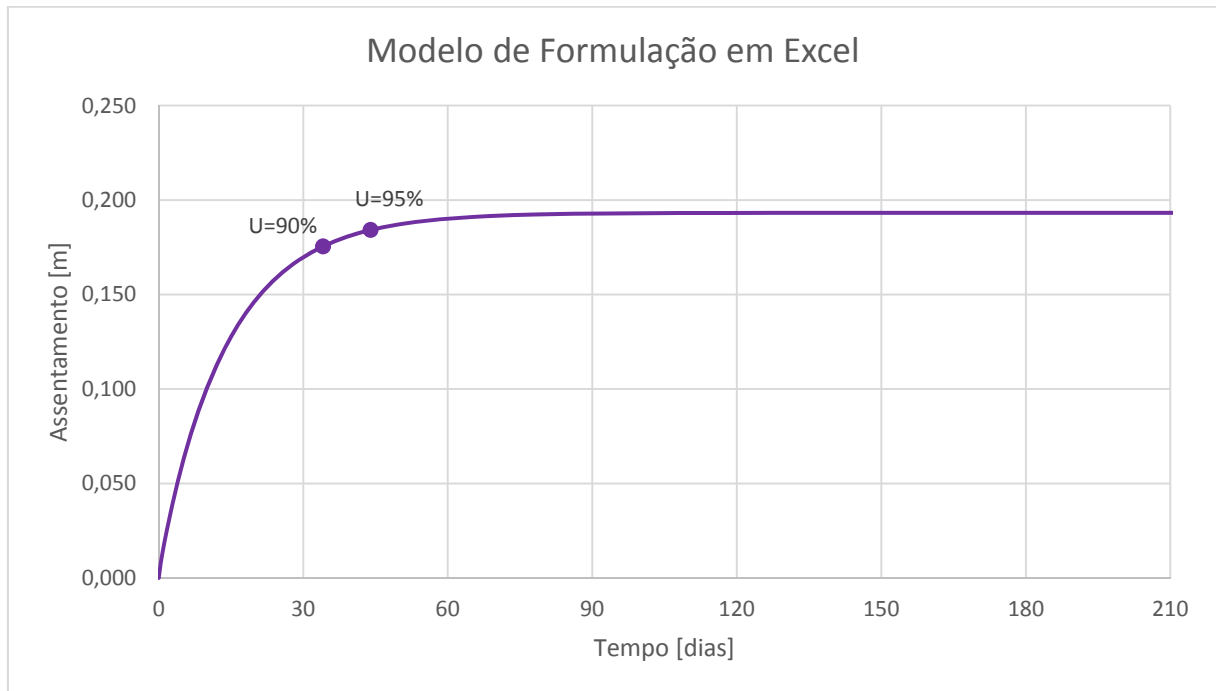


Figura 4.22 – Evolução da curva de consolidação para drenos espaçados de 1,0 m no modelo de formulação em Excel

4.3.2.3. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS ENTRE DRENOS

Esta análise considera que todos os parâmetros relativamente aos materiais e aos drenos são similares, com exceção do espaçamento entre drenos. Posto isto, somente são avaliados os resultados da consolidação produzidos pela diferença deste espaçamento.

Comparando os resultados obtidos anteriormente, são bem visíveis na Figura 4.23 as diferenças entre as curvas obtida com drenos espaçados de 1,5 e de 1,0 m. Como em projeto foi definido um período de um mês e meio para efetuar a consolidação do solo de modo a prosseguir a obra rapidamente, verifica-se aqui que os drenos de maior espaçamento não conseguem cumprir este requisito, sendo que no espaço de 45 dias o seu grau de consolidação é de apenas 70%, quando comparado com 95% nos drenos de menor espaçamento, para o mesmo período de tempo.

Posto isto, é plausível a utilização de drenos com espaçamento de 1,0 m em detrimento dos espaçados de 1,5 m.

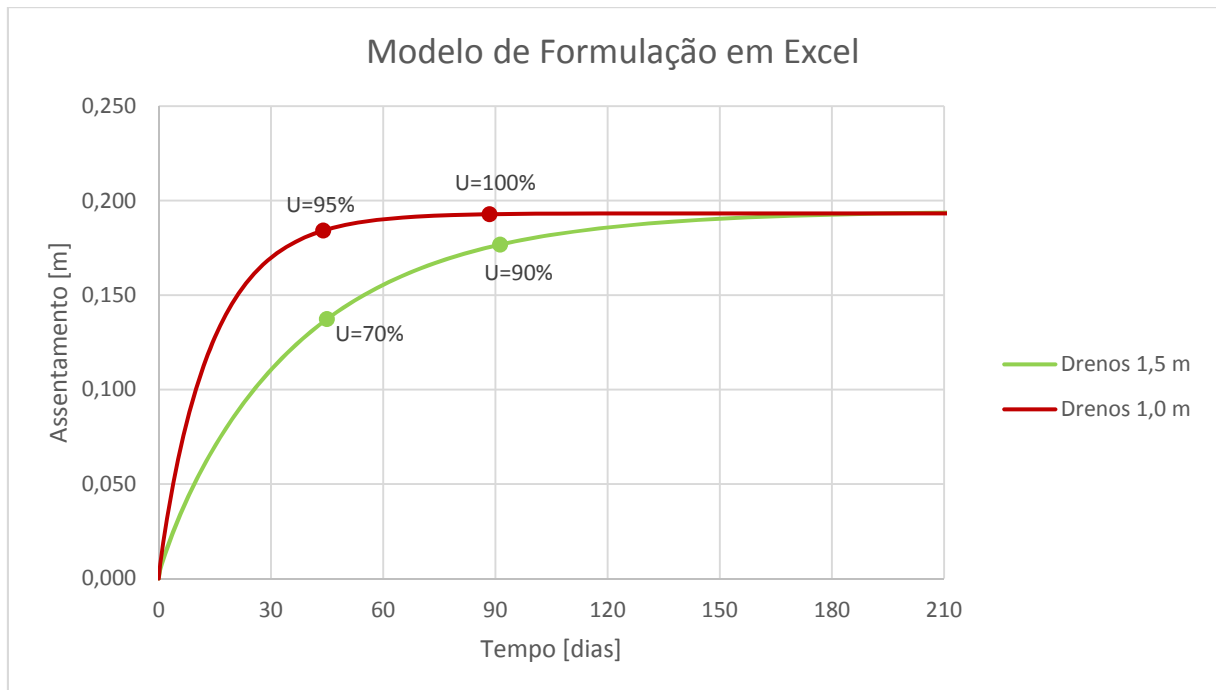


Figura 4.23 – Comparação entre a evolução da curva de consolidação com drenos espaçados de 1,5 e 1,0 m

4.3.3. MODELO NUMÉRICO

4.3.3.1. DRENOS COM ESPAÇAMENTO DE 1,5 M

Atendendo aos dados fornecidos na Tabela 4.1 e 4.9 e ao que foi referido no ponto 4.3.1 sobre a zona de amolgamento e os seus efeitos na permeabilidade do solo, procedeu-se à elaboração do modelo numérico. Os seus resultados deverão fornecer conclusões semelhantes às do ponto anterior, ou seja, os drenos de espaçamento de 1,0 m permitem alcançar um alto grau de consolidação consideravelmente mais rápido do que os drenos espaçados de 1,5 m.

No entanto, entende-se que existam diferenças em relação ao modelo estudado anteriormente, nomeadamente nas curvas da evolução da consolidação.

Pela Figura 4.24 é possível observar que é atingido um grau de consolidação de 50% aproximadamente aos três meses e de 65% em pouco menos de meio ano. Posto isto, é verificado que a utilização de drenos espaçados de 1,5 m leva a um longo período de tempo até se alcançar um grau de consolidação aceitável.

Sendo que entre estes dois pontos se regista uma evolução de apenas 15% e que a partir do último ponto, aproximadamente aos 180 dias, a evolução é progressivamente mais fraca, pode-se referir que será necessário mais de um ano e meio para se alcançar um grau de consolidação satisfatório, de 90%.

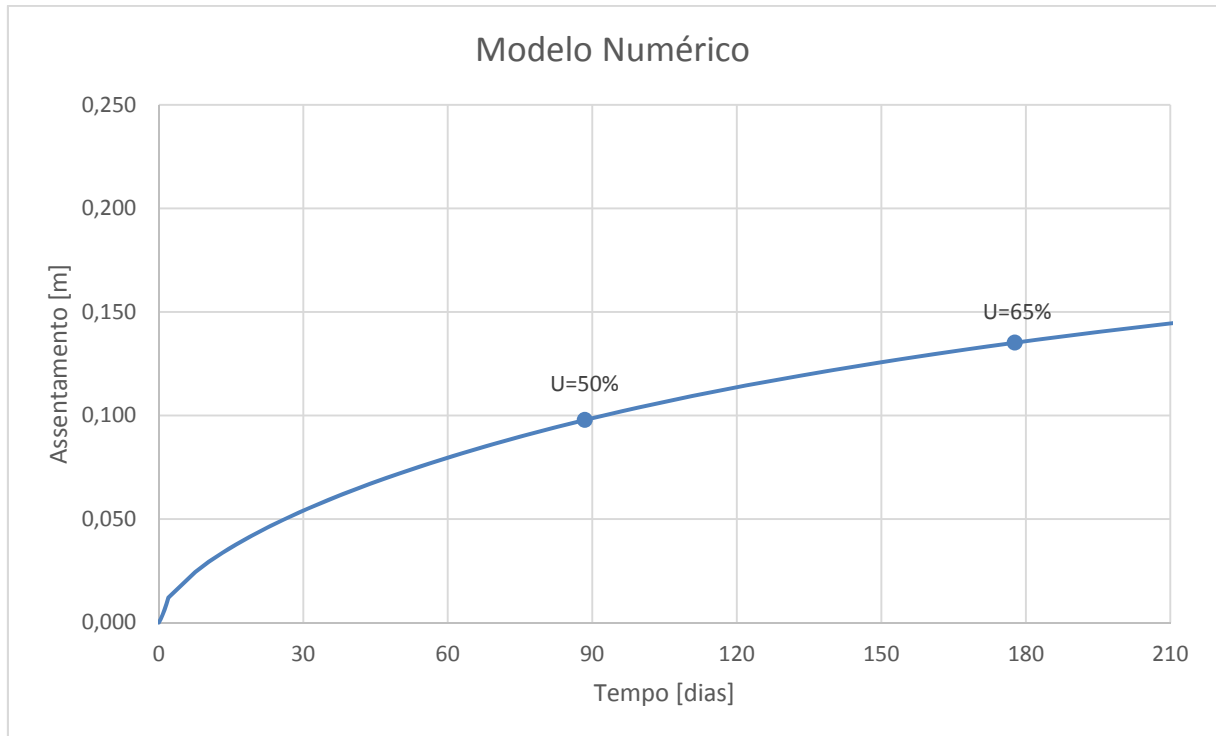


Figura 4.24 – Evolução da curva de consolidação para drenos espaçados de 1,5 m no modelo numérico

4.3.3.2. DRENOS COM ESPAÇAMENTO DE 1,0 M

Relativamente à utilização de drenos com um menor espaçamento, neste caso 1,0 m, é esperado que seja atingido um maior grau de consolidação num menor período de tempo comparativamente ao verificado anteriormente, onde se alcançou um grau de consolidação de apenas 65% em praticamente meio ano. Tal como já foi referido em pontos anteriores, quanto menor o espaçamento entre drenos, ou seja, maior a densidade da malha de drenagem, mais rapidamente esta se processará e se alcançará um os resultados desejados.

Posto isto, com base na analisando a curva da evolução da consolidação representada na Figura 4.25, verifica-se que é alcançado um grau de consolidação de 75% aos 100 dias e de 90% aproximadamente aos 200 dias.

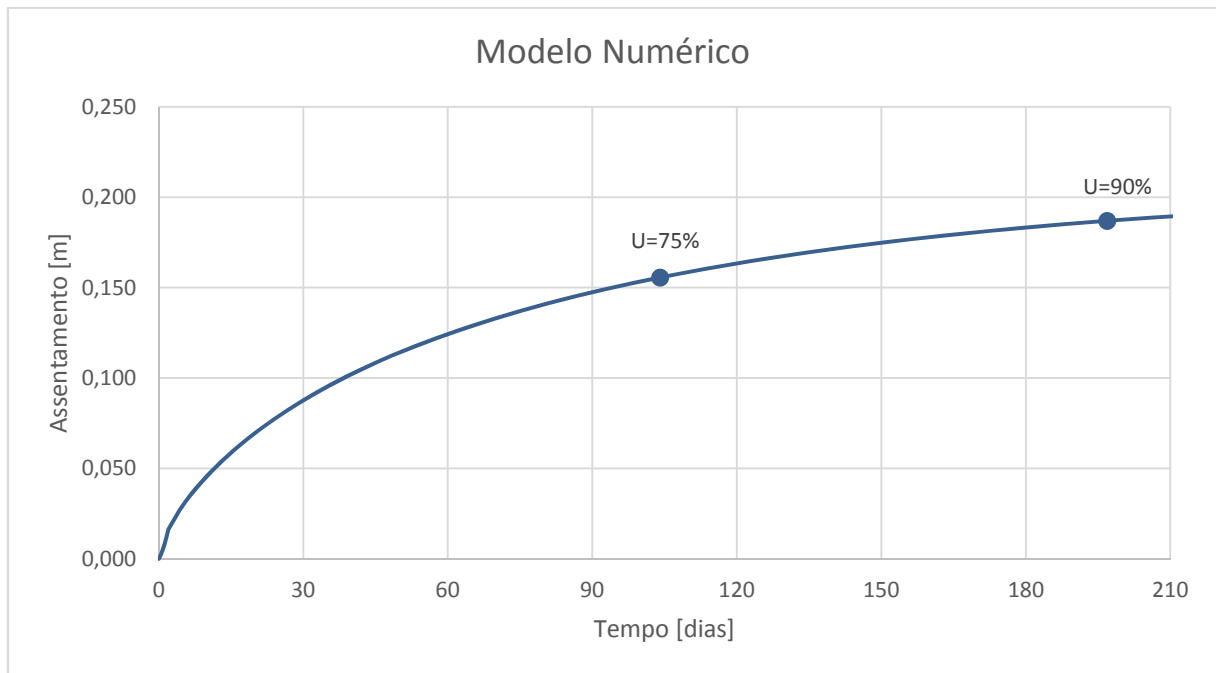


Figura 4.25 – Evolução da curva de consolidação para drenos espaçados de 1,0 m no modelo numérico

4.3.3.3. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS ENTRE DRENOS

Esta análise considera que todos os parâmetros relativamente aos materiais e aos drenos são similares, com exceção do espaçamento entre drenos. Posto isto, somente são avaliados os resultados da consolidação produzidos pela diferença deste espaçamento.

Tendo por base os resultados analisados no ponto 4.3.3.1. e 4.3.3.2., está representada na Figura 4.26 a comparação entre a utilização de drenos com espaçamento de 1,5 m e 1,0 m. Nesta é possível verificar que para alcançar um grau de consolidação de 50% é necessário no caso dos drenos de menor espaçamento pouco menos de um mês e meio, enquanto no caso dos drenos com maior espaçamento só é alcançado este grau de consolidação em aproximadamente três meses, ou seja, requer o dobro do tempo. No entanto, por forma a cumprir os requisitos necessários para a consolidação do solo de modo a realizar a obra e garantir a segurança após a construção, é desejável que se alcance pelo menos um grau de consolidação de 90%. Os assentamentos gerados depois de se atingir este grau são considerados aceitáveis e não põem em causa a estabilidade da construção.

Assim sendo, verifica-se que no caso dos drenos espaçados de 1,5 m se atinge um grau de consolidação de 65% em pouco menos de sete meses, o que não é de todo satisfatório quando comparando com os resultados obtidos pela utilização de drenos com espaçamento de 1,0 m se obtém 90% sensivelmente no mesmo espaço de tempo.

Por esta razão, é lógica a escolha da utilização dos drenos de menor espaçamento em detrimento dos espaçados de 1,5 m, uma vez que estes requerem um período de tempo muito maior para que se consiga obter o mesmo grau de consolidação e é necessário cumprir os prazos estabelecidos.

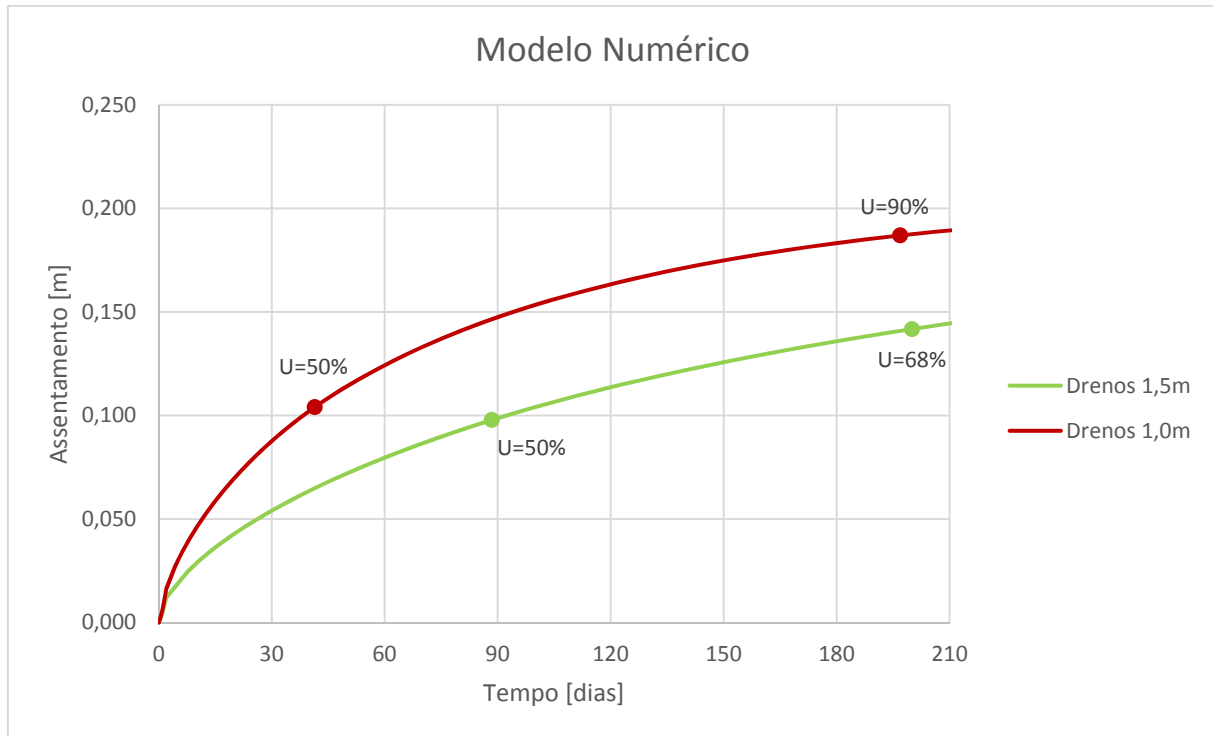


Figura 4.26 – Comparação entre a evolução da curva de consolidação com drenos espaçados de 1,5 e 1,0 m

4.3.4. COMPARAÇÃO DOS MODELOS

Uma vez que o maior espaçamento entre drenos não produzia os resultados desejados, ficou assim estabelecida a escolha entre qual o mais indicado a utilizar, neste caso, os drenos com espaçamento de 1,0 m. No entanto, mesmo utilizando o mesmo espaçamento, é necessário analisar os resultados obtidos entre os modelos, por forma a verificar as suas diferenças e proceder ao seu ajustamento.

Posto isto, está presente na Figura 4.27 a comparação das curvas de evolução da consolidação do modelo de formulação em Excel e o modelo numérico obtido com recurso ao programa de elementos finitos Plaxis. Como se pode verificar, existe uma grande discrepância entre os resultados apresentados por cada um dos modelos.

Enquanto para o primeiro modelo se obtém num período de um mês e meio um grau de consolidação de 95%, no modelo numérico este valor é de apenas 50%. Ao longo do tempo esta diferença vai diminuindo, mas mesmo assim verifica-se que enquanto num período de três meses se alcança um grau de consolidação de 100% no primeiro modelo, para o modelo numérico o grau é de 85% no dobro do tempo, ou seja, em meio ano.

Esta discrepância de resultados advém das diferenças entre os métodos de cálculo utilizados por cada um dos modelos. Como foi referido anteriormente 4.2.3. e 4.3.1., o modelo de formulação em Excel recorre a expressões analíticas de modo a reproduzir os resultados pretendidos, enquanto o modelo numérico utiliza avançados processos de cálculo que englobam diversas características e parâmetros. Deste modo, é simples de assumir que este último deverá reproduzir os resultados mais acertados em relação à previsão dos assentamentos por consolidação do solo. No entanto, devido às inúmeras características a ter em atenção, é necessário em primeiro lugar proceder a um ajustamento do modelo numérico.

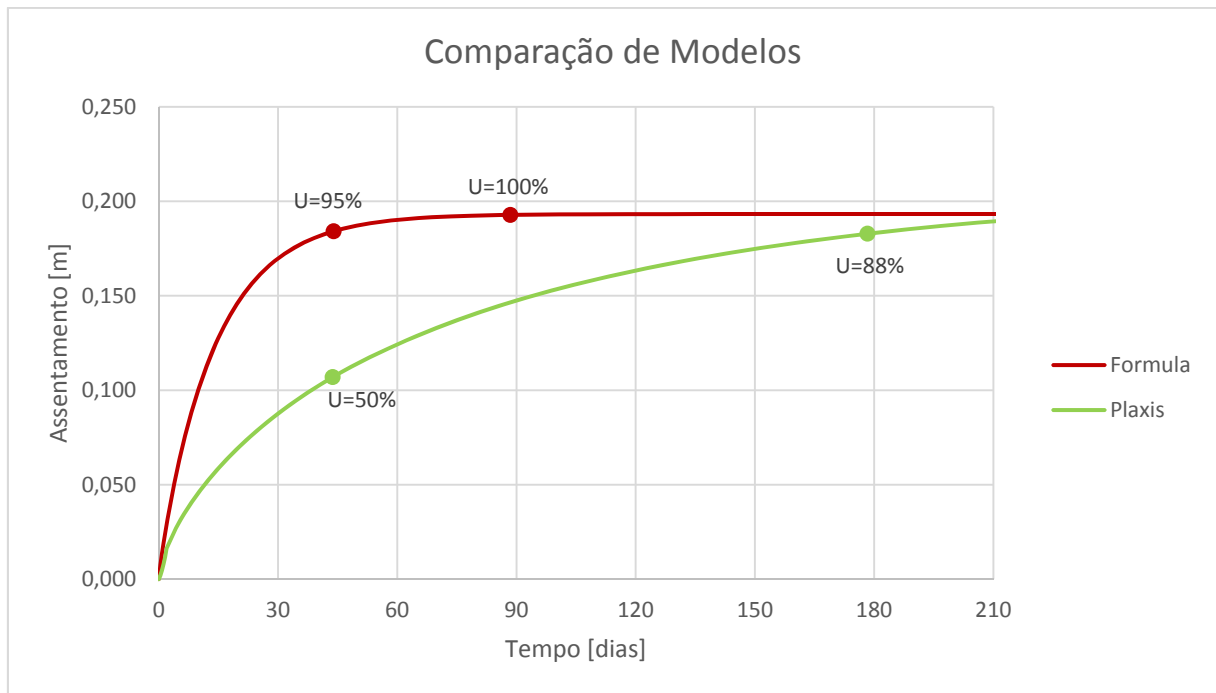


Figura 4.27 – Comparação entre o modelo de formulação em Excel e o modelo numérico para drenos com espaçamento de 1,0 m

4.3.5. AJUSTAMENTO DO RAIO DA ZONA DE AMOLGAMENTO

Uma vez que na comparação entre os resultados obtidos através dos modelos estudados foi verificada uma grande diferença entre as duas curvas de evolução da consolidação, é necessário proceder a um ajustamento do modelo numérico de modo a aproximar os resultados.

Deste modo, a característica relevante neste caso é o raio da zona de amolgamento, uma vez que este não era conhecido e foi primeiramente considerado igual ao raio dos drenos, ou seja, $r_s/r_w = 1$. Para tal, recorreu-se à variação desta razão para proceder ao ajustamento. Considera-se que a razão entre os raios varia entre 1 a 5.

Como foi referido em 2.4.2.2., os drenos utilizados são pré-fabricados, sendo que foi considerado o valor padrão de raio, neste caso de 5 cm.

Como o aumento desta razão no modelo de formulação em Excel leva a uma diminuição da permeabilidade, equação 4.16, isso provoca uma redução da concavidade da curva de evolução da consolidação, convergindo desta forma para o interior, Figura 4.28. Daqui se pode retirar que os resultados anteriormente obtidos estão de acordo com um modelo optimista.

Por sua vez, é possível verificar na Figura 4.29 que o aumento da razão entre os raios produz no modelo numérico um efeito contrário ao anteriormente referido, provocando um aumento da permeabilidade e por conseguinte aumentando a concavidade das curvas de consolidação, divergindo para o exterior. Este cenário indica que o modelo numérico estava a ser um modelo mais conservativo.

Posto isto, é possível concluir que para maiores valores da razão entre o raio de amolgamento e o raio dos drenos, maior será a aproximação entre os modelos e desta forma melhor o seu ajustamento. Tal é possível observar na Figura 4.30.

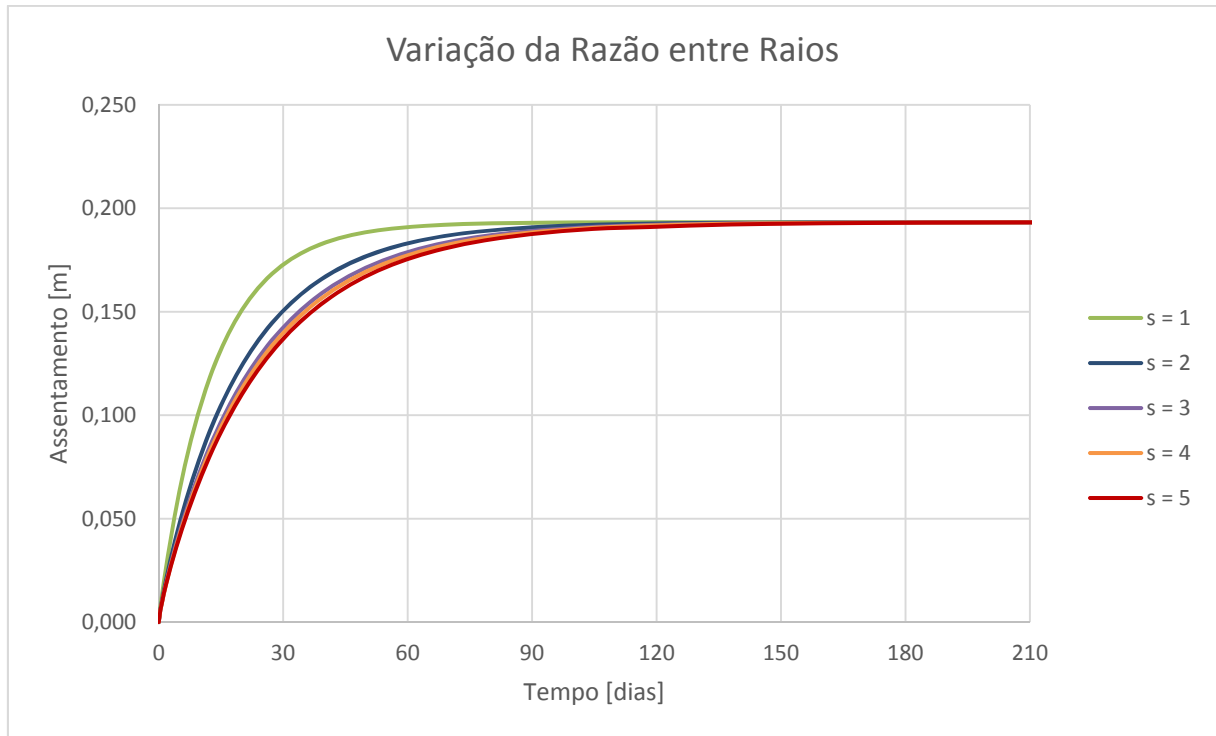


Figura 4.28 – Variação da razão entre raios no modelo de formulação em Excel

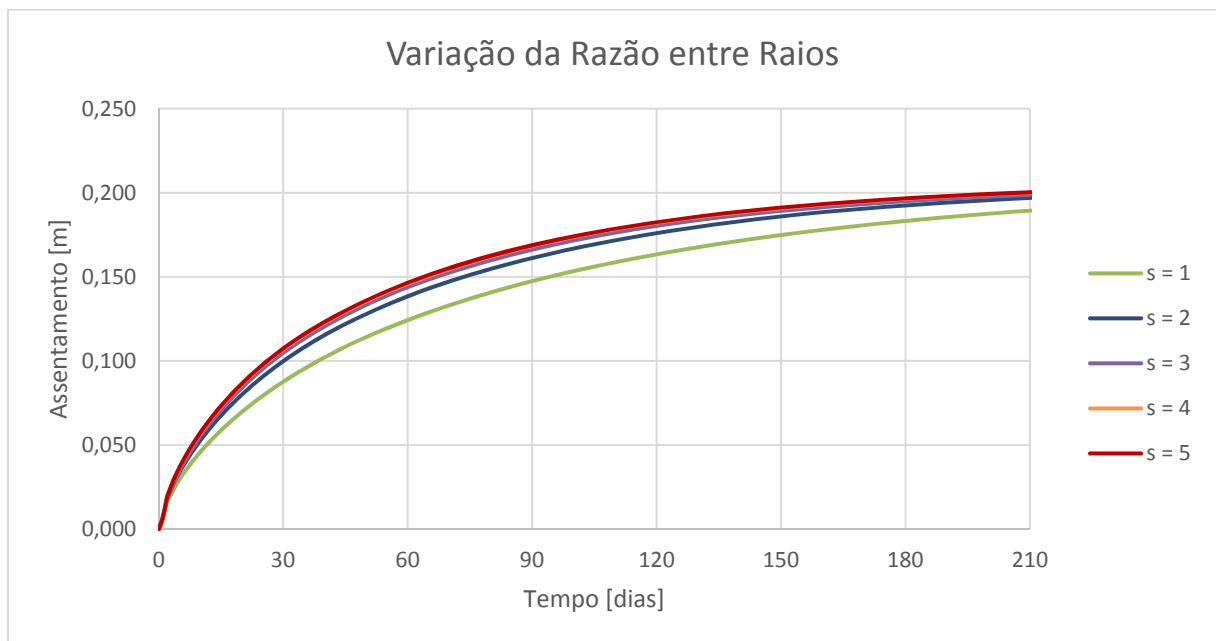


Figura 4.29 – Variação da razão entre raios no modelo numérico

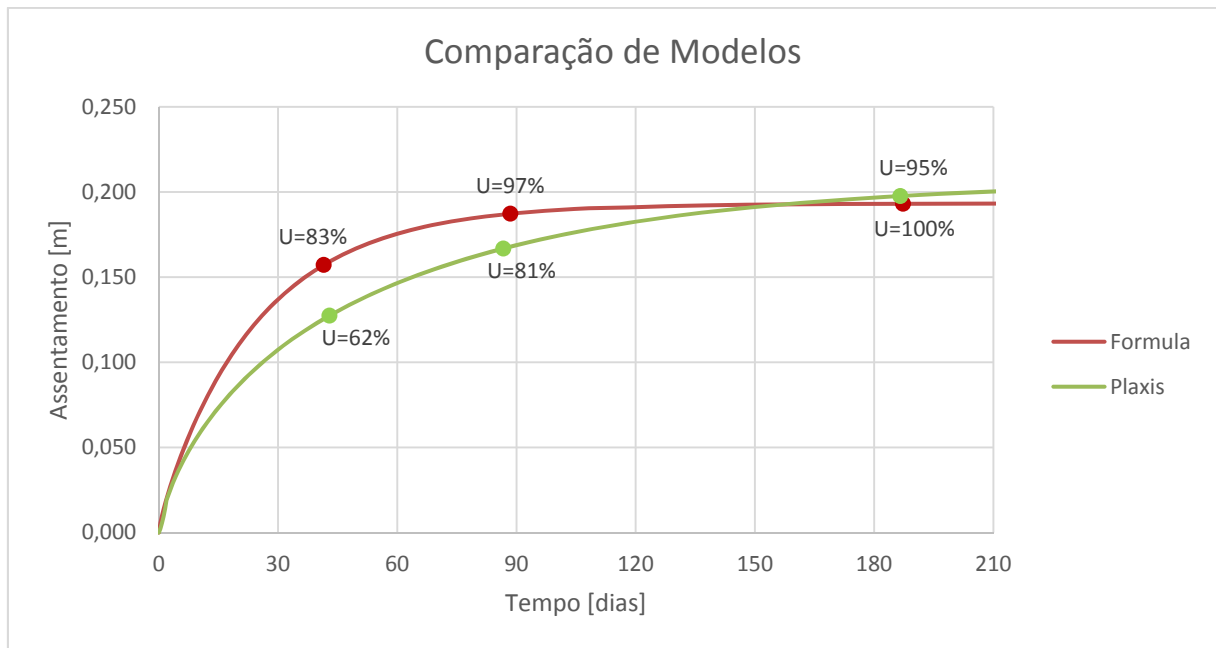


Figura 4.30 – Comparação entre o modelo de formulação em Excel e o modelo numérico com uma razão entre raios igual ao limite superior do intervalo

Seguindo o que foi referido anteriormente, a maior razão entre o raio de amolgamento e o raio dos drenos aproxima os modelos. Portanto, uma vez que o intervalo estabelecido para este foi 1 a 5, adotou-se o limite superior do intervalo.

No entanto, analisando a comparação entre o modelo de formulação em Excel e o modelo numérico, Figura 4.30, verifica-se que continua a existir uma discrepância entre os resultados das curvas de evolução da consolidação. Este facto resulta, como já foi referido, da diferença entre os métodos de cálculo, sendo que o programa de elementos finitos utiliza cálculos avançados e que englobam uma larga quantidade de aspetos que podem ser introduzidos na elaboração do modelo numérico. Não obstante, considerou-se que o ajustamento assim obtido é aceitável.

Refira-se ainda que os assentamentos finais obtidos pelos modelos demonstram uma diferença entre estes, mas esta não é de uma grandeza significativa.

5

INTERPRETAÇÃO DE RESULTADOS

5.1. MEDIÇÕES

5.1.1. INTRODUÇÃO

Durante a fase de projeto foi prevista a instalação de elementos de medida que permitissem comprovar o comportamento dos solos, sob a influência dos métodos de aceleração de consolidação. Esta instrumentação é especialmente necessária em casos de pré-carga, como é o caso, onde se devem pôr em prática certas medidas quando se verifica um incumprimento das previsões referidas em projeto.

Em particular, são importantes as ocasiões nas quais se deve optar pela decisão de retirar a pré-carga provisória, se o grau de consolidação alcançado for satisfatório, bem como a escolha do momento para aplicação de um segundo escalão de pré-carga, quando for este o caso.

De modo a controlar os assentamentos da base do aterro, recorreu-se à instalação, neste caso, de uma linha contínua de assentamentos, que permite a obtenção de perfis transversais de assentamentos a toda a largura do aterro. A leitura dos valores é feita mediante a introdução de uma sonda num tubo flexível, previamente instalado na base do aterro. Uma das suas vantagens reside no facto de não existir risco de rotura dos elementos de medida nem impedir a circulação de maquinaria afeta à obra.

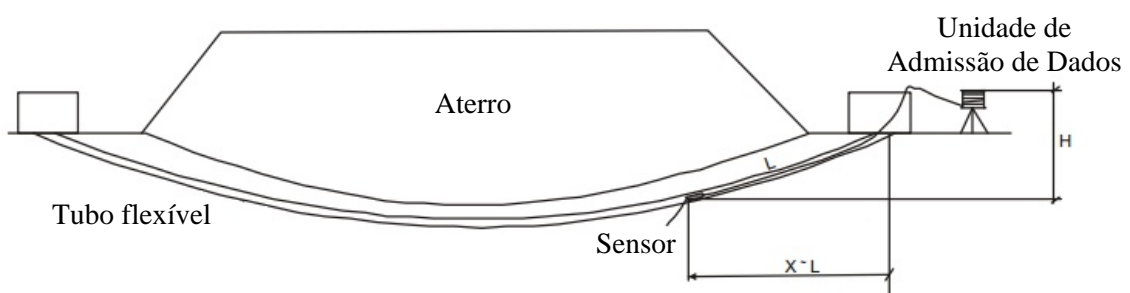


Figura 5.1 – Elementos de uma linha contínua de assentamentos

De todas as formas, é sensata a implementação de outros métodos de medida de forma a complementar os resultados. Para tal, foram instaladas, neste caso, duas placas de assentamentos sob a base do aterro.

No capítulo anterior foi encontrada a melhor aproximação entre os modelos abordados neste estudo. Neste capítulo os resultados dos modelos são comparados com as medições aferidas no terreno. A comparação com os resultados obtidos através dos elementos de medida visa comprovar que as previsões realizadas para as grandezas dos assentamentos são corretas.

5.1.2. LINHA CONTÍNUA DE ASSENTAMENTOS

Como foi referido anteriormente, a linha contínua de assentamentos permite aferir medições por forma a se obterem perfis transversais de toda a largura do aterro e margens contíguas a este. No entanto, são somente considerados neste ponto os assentamentos máximos e os assentamentos no centro do perfil, nas datas em que se realizaram as medições, de modo a se obter a evolução dos assentamentos em função do tempo. Na Tabela 5.1 estão representados os valores das medições e datas em que estas foram efetuadas.

Tabela 5.1 – Medições da linha contínua de assentamentos

Data da Medição	Dias	Assentamento (m)	
		Máximo	Centro do perfil
05-09-08	0	0,000	0,000
01-10-08	26	0,267	0,236
24-10-08	49	0,387	0,359
20-11-08	76	0,379	0,347
08-12-08	94	0,405	0,387
09-01-09	126	0,361	0,310

Uma vez que a linha contínua de assentamentos é instalada previamente na base do aterro, é possível obter medições a partir do instante em que ocorre o carregamento. Desta forma, a primeira data presente na Tabela 5.1 representa este mesmo instante e será a data base para as outras medições.

O assentamento máximo refere-se a um qualquer ponto da largura do terreno em estudo onde foi registado o maior valor de assentamento, em qualquer data. Desta forma, os valores respeitantes aos assentamentos máximos representados na Tabela 5.1 referem-se às medições efetuadas num ponto a 10 m do eixo central do aterro, uma vez que foi neste que se registou o máximo valor dos assentamentos. Os dados relativos ao centro do perfil representam as medições realizadas no eixo central do aterro. A diferença visível na Figura 5.2 entre a curva do assentamento máximo e do centro do perfil representa o desnível de assentamentos entre estes dois pontos.

Como foi mencionado no capítulo anterior, era esperado que aos 45 dias o grau de consolidação fosse superior a 90%. Posto isto, é satisfatória a medição dos assentamentos num espaço temporal aproximadamente três vezes o referido. É possível observar na Figura 5.2 que aos 45 dias regista-se um assentamento máximo de sensivelmente 0,360 m, que em comparação com os assentamentos medidos se traduz num grau de consolidação de aproximadamente 88%.

Analisando os dados apresentados pode-se admitir, de uma forma geral, que as medições aferidas estão em correspondência com as previsões efetuadas, registando-se uma relativa estabilização dos assentamentos no intervalo entre os 49 e 94 dias e após este um pequeno alívio da consolidação do solo devido à retirada do aterro provisório.

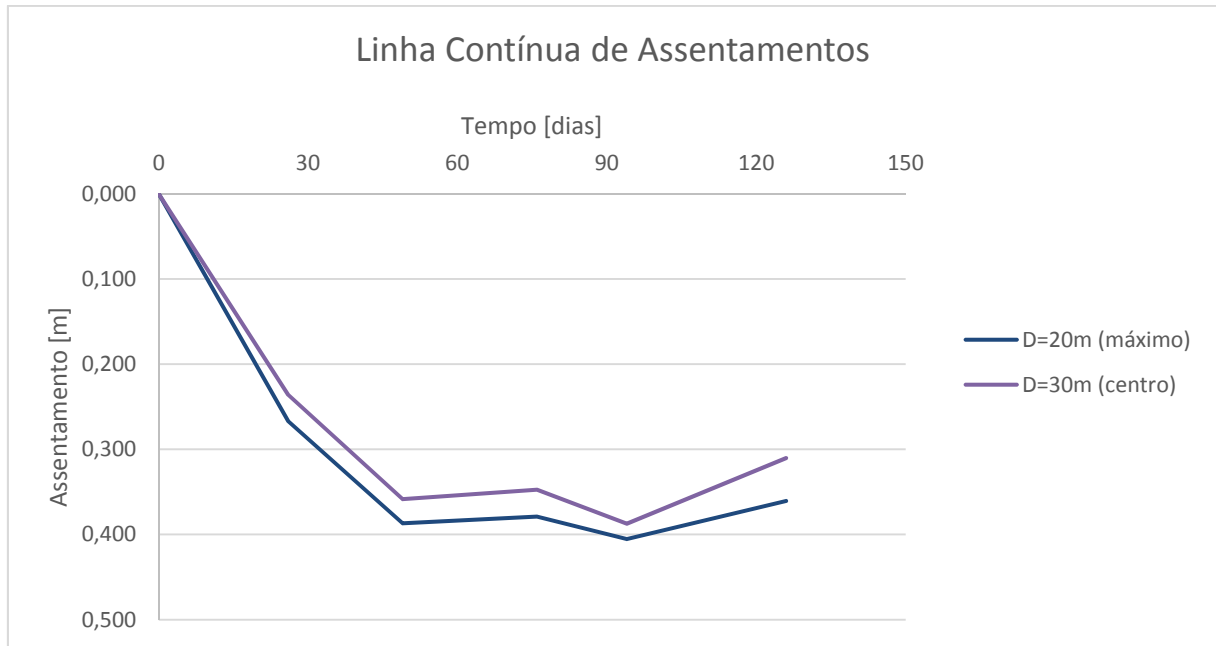


Figura 5.2 – Evolução dos assentamentos da linha contínua de assentamentos

5.1.3. PLACAS DE ASSENTAMENTOS

Após a instalação da linha contínua de assentamentos foram implementadas, de forma a complementar os resultados obtidos por esta, duas placas de assentamentos. Estas placas são instaladas sob a base do aterro e fornecem dados pontuais, produzindo desta forma curvas da evolução de assentamentos.

Em seguimento do que foi mencionado no ponto anterior relativamente à data base, a data inicial a considerar no caso da placa de assentamentos A tem um desfasamento de 27 dias em relação à linha contínua de assentamentos. Durante este tempo foi ocorrendo a consolidação do solo, havendo portanto um assentamento a considerar no início da medição da placa. Deste modo, obteve-se os dados representados na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Medições da placa de assentamentos A

Data da Medição	Dias	Assentamento (m)
02-10-08	27	0,272
09-10-08	34	0,318
23-10-08	48	0,368
24-11-08	80	0,399
29-12-08	115	0,399
14-01-09	131	0,399

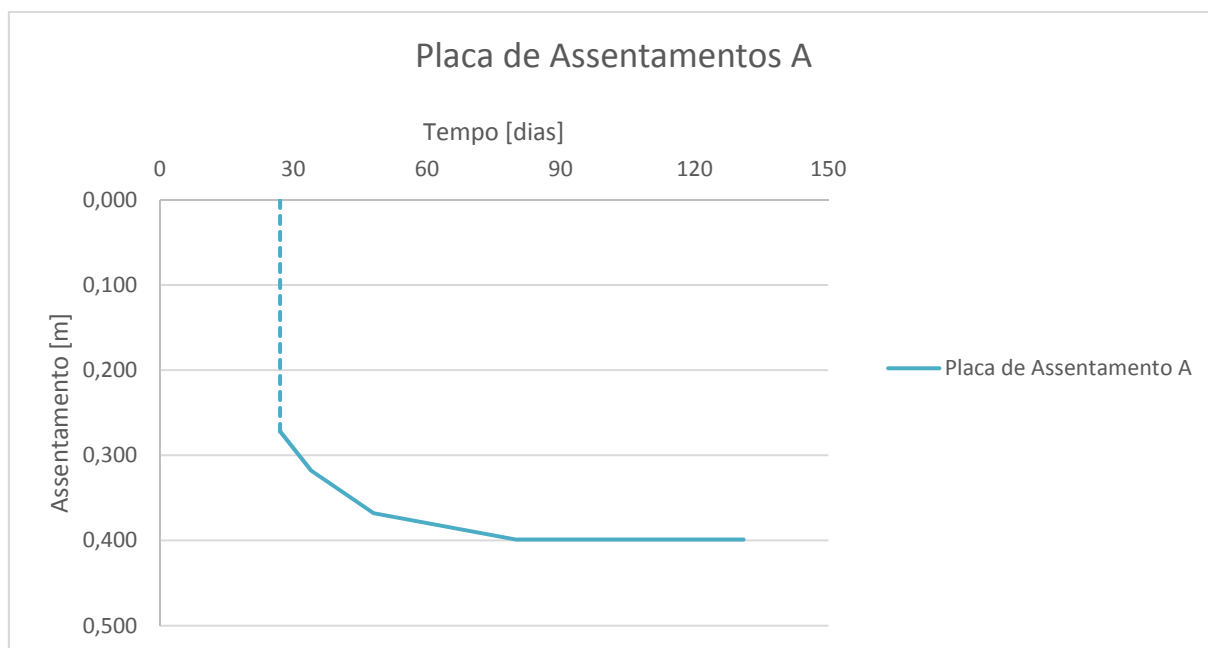


Figura 5.3 – Evolução dos assentamentos da placa de assentamentos A

Com recurso à Figura 5.3 é possível verificar que a consolidação final é alcançada em torno dos 80 dias, correspondendo a um assentamento de aproximadamente 0,400 m. Pode-se ainda destacar que o assentamento aos 45 dias se situa por volta dos 0,350 m, sendo razoável afirmar que o grau de consolidação neste instante corresponde sensivelmente a 87%.

No caso da placa de assentamentos B, e analogamente ao que foi referido anteriormente, regista-se uma diferença de 26 dias entre o instante inicial do carregamento e o início das medições efetuadas com recurso a este elemento. Assim sendo, é necessário considerar o assentamento corresponde ao intervalo de tempo referido, obtendo-se os valores representados na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 – Medições da placa de assentamentos B

Data da Medição	Dias	Assentamento (m)
01-10-08	26	0,267
09-10-08	34	0,309
23-10-08	48	0,373
24-11-08	80	0,364
29-12-08	115	0,364
14-01-09	131	0,364

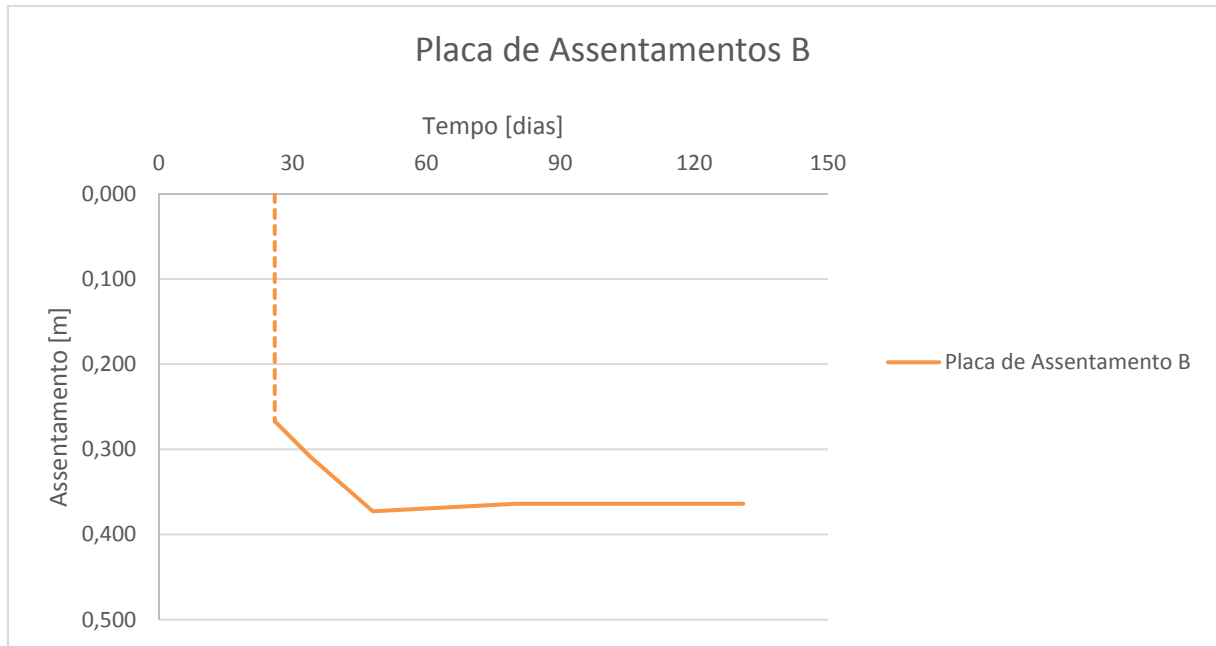


Figura 5.4 – Evolução dos assentamentos da placa de assentamentos B

Analisando a Figura 5.4 e tendo em conta as medições apresentadas na Tabela 5.3, é admissível considerar que a consolidação final se alcança em torno dos 80 dias e que o assentamento final corresponde a 0,364 m. Relativamente ao grau de consolidação, pode-se salientar que aos 45 dias este possui um valor de 96%.

Estes dados permitem afirmar que as previsões efetuadas relativamente às grandezas dos assentamentos e ao grau de consolidação aos 45 dias são plausíveis.

5.1.4. COMPARAÇÃO COM OS RESULTADOS DOS MODELOS

De modo a efetuar uma comparação entre os resultados dos modelos e das medições, foram reunidas as suas respectivas curvas de assentamentos na Figura 5.5. Relativamente à escala temporal, destaca-se que se optou pelo período de tempo correspondente a 210 dias de modo a representar com maior rigor os resultados dos modelos.

Analisando a comparação de resultados destaca-se numa primeira impressão a diferença significativa entre os assentamentos dos modelos e das medições. Esta diferença deve-se ao facto de que a conceção dos modelos somente englobou a camada de crosta superficial dura e a camada de siltes, ficando em incógnita aproximadamente 7 m de estrato abaixo destas camadas até ao rijo. Uma vez que o estrato referido é constituído por vários níveis pouco espessos e intercalares de diversos materiais e consequentes características geotécnicas, impossibilitou a sua definição em camadas independentes.

Tendo este facto em conta, é possível proceder a uma análise comparativa destes resultados segundo a Figura 5.5. Verifica-se que as curvas dos assentamentos da linha contínua de assentamentos e das placas de assentamentos evoluem de uma forma simultânea e que sensivelmente depois dos 45 dias os assentamentos mantêm-se razoavelmente estáveis. Embora as curvas resultantes dos modelos não sejam tão vincadas em relação aos assentamentos quanto nas medições, entende-se que a sua evolução está relativamente de acordo com estas.

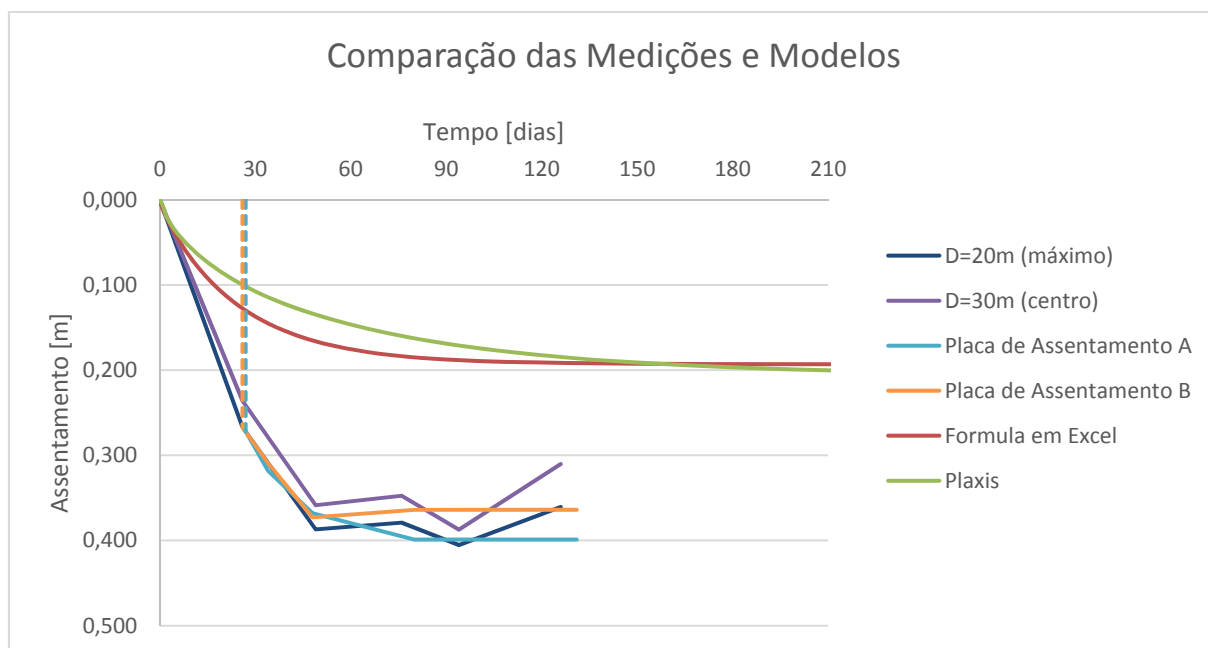


Figura 5.5 – Comparação entre os assentamentos registados pelas medições e os resultados obtidos nos modelos

5.1.5. PERFIS DE ASSENTAMENTOS

A utilização de uma linha contínua de assentamentos permitiu produzir para as várias datas de medição os correspondentes perfis transversais de assentamentos, representados na Figura 5.6, juntamente com o perfil transversal gerado no modelo numérico.

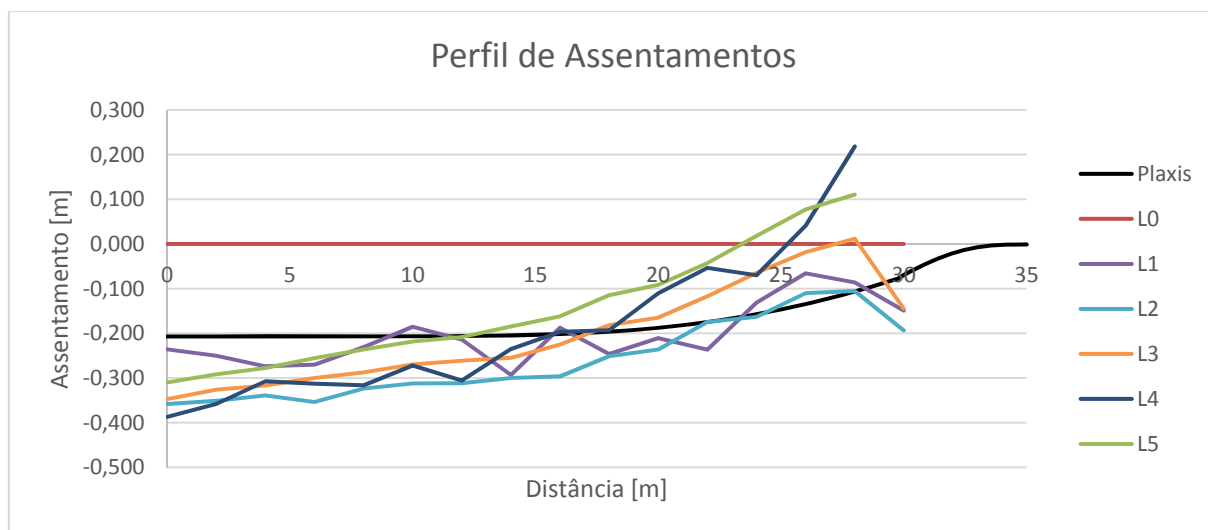


Figura 5.6 – Comparação do perfil de assentamento do modelo numérico com os perfis de assentamento das medições

Relativamente às distâncias utilizadas, as medições foram efetuadas numa largura de 60 m, enquanto numericamente foi aplicada uma largura de 35 m devido à conceção do modelo axissimétrico. Por este

motivo, está representado na Figura 5.6 apenas metade do terreno, sendo possível observar o fim abrupto das medições na marca dos 30 m e o prolongar da curva do modelo numérico até aos 35 m. A distância no modelo foi considerada com o intuito de não prejudicar o desenvolvimento da curva de resultados.

O perfil de assentamentos correspondente à leitura inicial, L0, refere-se às medições efetuadas no momento do carregamento, daí que este esteja traduzido por uma linha no eixo das abcissas.

Repare-se que os assentamentos medidos diminuem da zona central para a extremidade. Isto deve-se ao facto da carga atribuída pelo carregamento se dissipar para as zonas laterais, que não estão sujeitas a qualquer carregamento. Deste modo, é visível a tendência da evolução dos assentamentos, principalmente a partir aproximadamente dos 20 m, devido ao facto da base do aterro acabar aos 22 m.

É de esperar que os maiores assentamentos sejam sentidos no eixo do aterro, como se pode verificar pela evolução dos perfis. No entanto, como o modelo em estudo é axissimétrico, a Figura 5.6 apenas representa o que se passa num lado do eixo de simetria.

Deste modo, por forma a permitir uma análise global dos perfis transversais gerou-se um perfil transversal do modelo numérico a toda a sua largura. Neste caso não seria sensato analisar somente metade dos perfis, pois como as características do solo variam de um ponto para outro as medições registam diferentes valores de assentamentos e estes não são simétricos.

Tal como foi referido anteriormente, pode-se destacar na Figura 5.7 a linha sobre o eixo dos zero, L0, representa as medições no instante anterior ao carregamento. Uma das principais observações a referir prende-se com o visível desnível de assentamentos em relação ao eixo central do aterro, situado no ponto referente aos 35 m. Na direção representada, a zona à esquerda do eixo do aterro demonstra ter uma maior compressibilidade do que na zona oposta, como se pode verificar pela grandeza do desfaseamento entre os valores dos assentamentos dentro do mesmo perfil, como é mais considerável no caso de L3, L4 e L5.

Pela evolução dos perfis, podemos afirmar que a zona à esquerda tem um comportamento mais assertivo, enquanto na zona à direita se verifica alguma instabilidade quanto à evolução dos assentamentos, registando uma expansão do solo devido ao seu posterior alívio.

Relativamente ao perfil produzido pelo modelo numérico e tendo em conta o que foi referido no ponto 5.1.4. em referência à existência de uma camada com aproximadamente 7 m sob as camadas consideradas na elaboração do referido modelo, destaca-se que a diferença entre este perfil e os perfis transversais dos assentamentos obtidos pelas medições é gerada devido às características dos solos presentes nesta mesma zona de 7 m.

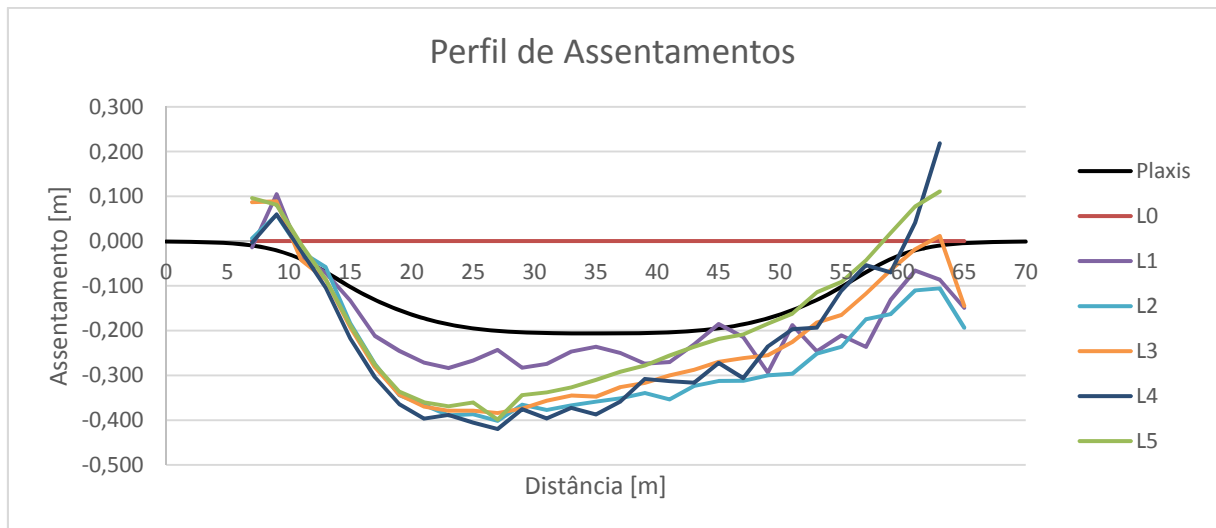


Figura 5.7 – Comparação do perfil de assentamento do modelo numérico com os perfis de assentamento das medições, a toda a largura do aterro

5.2. CAMADA TEÓRICA

5.2.1. FUNDAMENTO

Os modelos estudados em pontos anteriores assumiram um solo composto por uma camada de crosta superficial dura e uma camada de siltes, atingindo uma profundidade de 6 m. No entanto, o riço somente aparece aproximadamente aos 13 m de profundidade, o que deixa uma lacuna de solo com uma espessura de 7 m indefinida. Esta zona é constituída por vários níveis pouco espessos e intercalares. De diversos materiais e consequentes características geotécnicas, o que impossibilitou o prosseguimento de uma definição clara em camadas com as suas próprias características.

Posto isto, de modo a validar as previsões relativas aos assentamentos finais e demonstrar que os registos obtidos pelas medições se encontram dentro do intervalo esperado, torna-se necessário analisar a camada em questão. Assim sendo, foi definida uma camada teórica de modo a reproduzir de forma global todos os estratos presentes, da superfície até ao riço.

Como é sabido, os drenos verticais apenas aceleram o processo de consolidação, sendo que não influenciam os assentamentos finais. Assim sendo, para esta análise não se considera a existência de drenos, pois o tempo de consolidação não é relevante para o caso em discussão.

Desta forma, o solo em estudo terá uma profundidade de 13 m, toda ela constituída por uma camada de siltes, submetida ao carregamento do aterro e com o nível freático inalterado.

Esta análise é efetuada com recurso ao modelo analítico no ponto 4.2.2., uma vez que o objetivo desta é obter o assentamento final que esta camada atinge e este modelo é suficiente para o calcular.

5.2.2. PERFIL DE ASSENTAMENTOS E INTERPRETAÇÃO

Esta análise visa o estudo do comportamento do solo na presença de um aterro de pré-carga, sem a inclusão de drenos ou outras soluções construtivas. As características geotécnicas da camada de siltes e a sua espessura levam a que esta possua um período de consolidação muito longo, até se alcançarem os assentamentos finais. No entanto, o tempo que decorre até se atingir um alto grau de consolidação não é o factor importante neste estudo, mas sim a grandeza dos assentamentos.

Na figura abaixo estão representadas as curvas de assentamentos do modelo analítico e do modelo de formulação em Excel, onde se verifica que o assentamento total é alcançado ao fim de anos de consolidação.

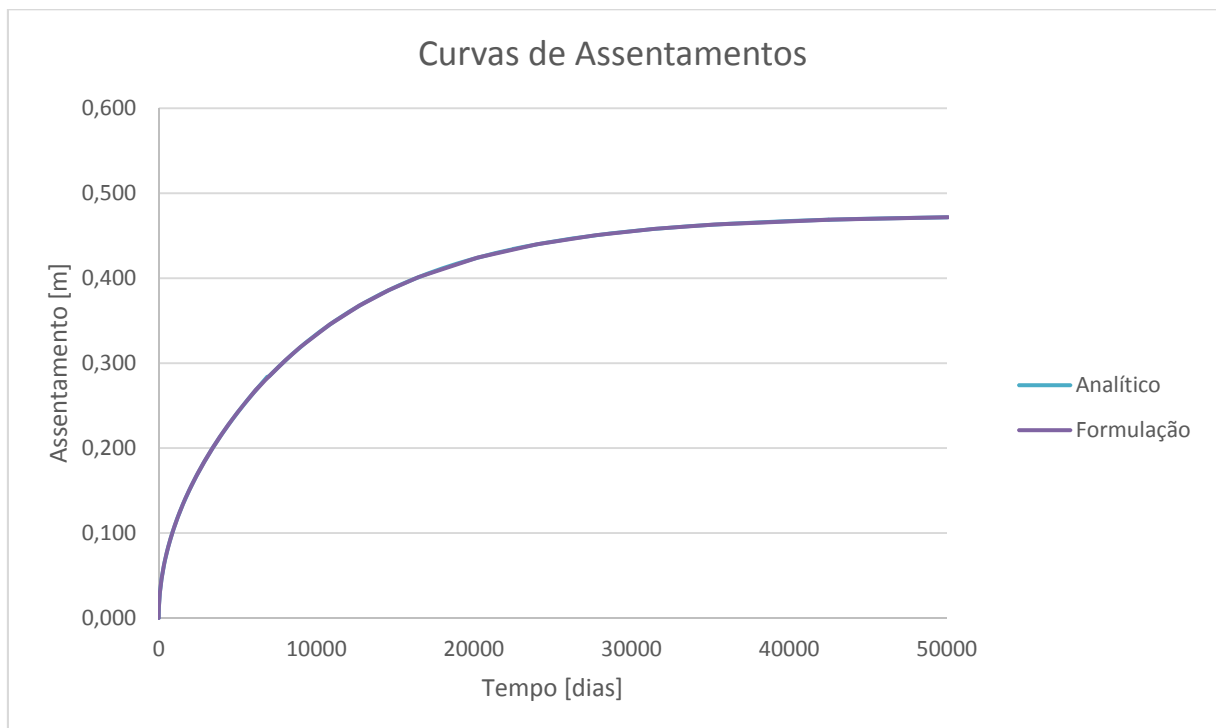


Figura 5.8 – Evolução da curva de assentamentos do modelo analítico e do modelo de formulação em Excel

Tabela 5.4 – Características da camada teórica

Características	
h_1 [m]	6.5
h_2 [m]	3.00
h_w [m]	5.5
γ_w [kN/m ³]	10

Para determinar o assentamento total consideraram-se as características da camada teórica indicadas na Tabela 5.4 e foram calculadas nas equações seguintes a tensão vertical, a pressão neutra e tensão efetiva vertical, no momento de repouso e após o carregamento e na equação 5.7 o assentamento total.

$$\sigma_{v0} = h_1 * \gamma = 130 \text{ kPa} \quad (5.1)$$

$$u_0 = h_w * \gamma_w = 55 \text{ kPa} \quad (5.2)$$

$$\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u_0 = 75 \text{ kPa} \quad (5.3)$$

$$\sigma_{v1} = h_1 * \gamma + h_2 * \gamma = 190 \text{ kPa} \quad (5.4)$$

$$u_1 = h_w * \gamma_w = 55 \text{ kPa} \quad (5.5)$$

$$\sigma'_{v1} = \sigma_{v1} - u_1 = 135 \text{ kPa} \quad (5.6)$$

Tabela 5.5 – Parâmetros do solo

Parâmetros	
h_0 [m]	13,0
e	1,10
C_c	0,30

$$S_c = \frac{h_0}{1+e} * C_c * \log \left(\frac{\sigma'_{v1}}{\sigma'_{v0}} \right) = 0,474 \text{ m} \quad (5.7)$$

A comparação dos perfis de assentamento das medições com o assentamento total do modelo analítico permite verificar que todos os assentamentos registados nas medições não ultrapassam o assentamento total obtido analiticamente. De facto, estes estão maioritariamente situados entre o perfil de assentamentos obtido pelo modelo numérico e a linha de assentamentos total aqui referida.

Destaca-se ainda que apenas uma parte dos assentamentos registados nas medições alcançam 75 a 80% do valor do assentamento final. Quer isto dizer que os níveis indefinidos possuem, globalmente, melhores características geotécnicas do que a camada de siltes. No entanto, é possível que existam níveis que apresentam um bom comportamento e outros que sejam muito desfavoráveis em termos de consolidação.

Não obstante, verifica-se que os assentamentos previstos em projeto foram estimados de um modo correto, como é mostrado pela Figura 5.9, onde os assentamentos realmente sentidos não ultrapassam o assentamento final aqui calculado, para camada de características geotécnicas desfavoráveis, nomeadamente os siltes.

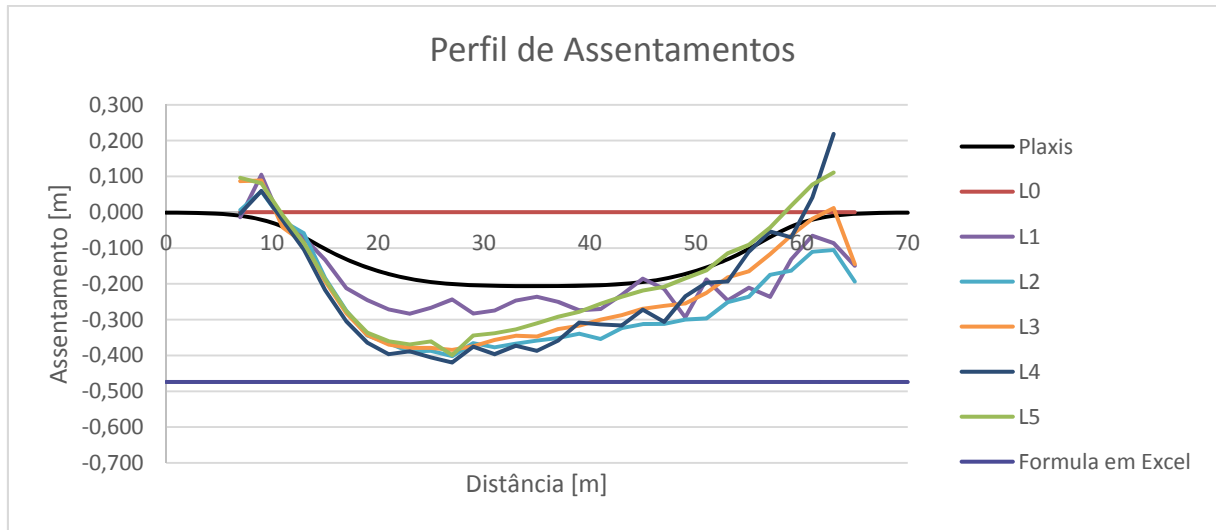


Figura 5.9 – Comparação dos perfis de assentamento das medições com o assentamento total do modelo analítico

6

CONSIDERAÇÕES FINAIS

A necessidade de ocupar solos com fracas características geotécnicas, que não possuem capacidade para aguentar as cargas que lhes são transmitidas, acarreta implicações ao nível da segurança. Para mitigar os possíveis danos materiais e humanos, o solo deve ser propriamente analisado de modo a se conhecer as suas características. Perante esta situação, o desenvolvimento de soluções construtivas capazes de reforçar os solos de fracas qualidades tem dado resposta a estes problemas. Neste âmbito, de modo a melhorar as características dos solos, tornou-se corrente o recurso a soluções como o caso dos aterros de pré-carga, drenos verticais, colunas de brita, entre outros. A importância da utilização de soluções de aceleração da consolidação foi assinalada no decorrer deste trabalho.

Uma vez apresentadas as considerações teóricas sobre a consolidação e sobre as soluções de aceleração da consolidação utilizadas no caso estudado, procedeu-se à caracterização do solo e do perfil geológico composto por uma crosta dura superficial, uma camada de siltes intermédia e por baixo desta até ao rijo uma camada de níveis alternados de diferentes tipos de solo.

Neste âmbito, é importante o conhecimento de ferramentas que permitam simular os comportamentos dos solos e prever a ocorrência de determinadas situações, muitas vezes difíceis de prever somente com base em ensaios laboratoriais ou *in situ*. Para tal, utilizando um programa numérico baseado no método dos elementos finitos estudou-se o comportamento de um solo confinado considerando um modelo axissimétrico.

Os estudos desenvolvidos focaram-se na obtenção da melhor solução relativamente à evolução da consolidação, com recurso a pré-carga e drenos verticais. No caso destes últimos estudou-se a geometria que melhor se adaptava aos resultados pretendidos.

Foram inicialmente abordados três modelos para um caso sem cravação drenos, apenas com aplicação de um carregamento, via o aterro de pré-carga. A comparação entre estes modelos permitiu concluir que os resultados numéricos diferenciam dos resultados analíticos, necessitando de um ajustamento. Este foi efetuado variando o módulo edométrico e por conseguinte as permeabilidades. Desde já conclui-se que quanto melhor o conhecimento das características e parâmetros do solo, mais acertados serão os resultados quanto à previsão de eventuais ocorrências.

Quando se trata de casos onde se utilizam drenos verticais é necessário ter em atenção ao modo como estes são cravados devido à criação das zonas de amolgamento. Da comparação com os resultados analíticos obteve-se uma significativa diferença quanto às respetivas curvas de assentamentos e grau de consolidação. Por conseguinte foi necessário proceder-se a um ajustamento mediante a variação da razão entre o raio de influência da zona de amolgamento e o raio dos drenos. Não obstante, verifica-se no fim do ajustamento pelos resultados obtidos que a previsão dos assentamentos em projeto foi otimista em relação ao tempo de consolidação. Em conclusão, a melhor solução será tentar caracterizar o melhor possível o raio da zona de amolgamento por forma a se obterem resultados mais realistas.

Findos os ajustamentos procedeu-se à caracterização de uma camada teórica, que engloba todas as camadas referidas anteriormente no perfil geológico. Esta foi dotada das características e parâmetros da camada de siltes, por se considerar de baixa resistência e ser mais desfavorável a sua utilização. Quando comparados os resultados do assentamento final para esta camada e os assentamentos registados através dos meios de medição verifica-se a existência de uma folga. Esta indica que na zona indefinida está presente, globalmente, um solo de melhores características do que a camada de silte. Este fato pode significar que existe a possibilidade de haver níveis de muito baixa qualidade e outros de boa qualidade que num panorama geral não aparentam ser de tão má qualidade.

Posto isto, poder-se-ia ter elaborado outro modelo numérico para retratar este caso, tratando um modelo com 13 m de profundidade em vez de 6 m e estimando a zona indefinida de modo a se ajustar a curva de consolidação aos resultados das medições. Deste modo chegar-se-ia de um modo razoável às características globais da camada em questão.

Outra hipótese seria proceder à modelação numérica de toda a pista de rodagem, nos pontos de sondagem e registo de medições, de modo análogo ao que foi aqui elaborado. Estas análises permitiriam obter uma visão geral do comportamento do solo ao longo da extensão da pista e prever eventuais riscos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Cemosa, Ingeniería y Control. *Asesoría Geotécnica para la Ejecución de la Obra de Ampliación de Plataforma y Calles de Rodaje en el Aeropuerto de Santander*, Informe 1: Interpretación de la campaña de reconocimiento adicional y consideraciones sobre soluciones constructivas (2008).
- Bielza Feliú, A. (1999). *Manual de técnicas de tratamiento del terreno*. Universidad Politécnica de Madrid. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Minas
- Terzaghi, K., e Peck, R. B. (1967). *Soil mechanics in engineering practice*. John Wiley and Sons, Inc., New York, N. Y.
- Holtz., R. D., Christopher, B. R., Berg, R. R., (1998). *Geosynthetic Design and Construction Guidelines*. Participant Notebook, NHI - National Highway Institute.
- C. C. Hird, I. C. Pyrah, and D. Russel. (1992). *Finite element modelling of vertical drains beneath embankments on soft grounds*. Géotechnique 42, No. 3, 499-511
- Matos Fernandes, M. (2006). *Mecânica dos Solos Conceitos e Princípios Fundamentais*, Volume 1. FEUP Edições, Porto.
- Nagaraj, T. S., Miura, N., *Soft Clay Behaviour – Analysis and Assessment*, A. A. Balkema, Rotterdam, Brookfield, 2001.
- Y.K. Wong, Joseph. (2013). *Comparison of Drainage Line Elements in PLAXIS 2D and 3D applied in Consolidating Marine Clay Deposits*. SEIC 2013. IP 6-63.
- ICAGE. (2011). *Numerical Back Analysis of Smear Zone Properties for Vertical Drain Assisted Preloading in Soft Soils*. Perth, Australia.
- Borges, J. M. L., *Aterros sobre solos moles reforçados com geossintéticos - Análise e dimensionamento*, Dissertação para Doutoramento em Engenharia Civil na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, FEUP, 1995.
- Pinho Lopes, M. J. F., *Estudo dos coeficientes de segurança a aplicar a estruturas de controlo de erosão e de estabilização de maciços com geossintéticos*, Dissertação para Doutoramento em Engenharia Civil na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, FEUP, 2006.
- Silva Abrantes, A. C. L., *Problemas de consolidação na construção de aterros sobre solos moles*, Dissertação para Mestre em Engenharia Civil na Universidade de Aveiro, 2008.
- [1] - Plaxis 2D. (2012). *Tutorial Manual*.
- [2] - http://es.wikipedia.org/wiki/Aeropuerto_de_Santander
- [3] - <http://www.aena-aeropuertos.es/csee/Satellite?pagename=Estadisticas/Home>
- [4] - <http://www.uretekworldwide.com/whatwedo/physicalcharacteristics/laboratory-investigation>
- [5] - <http://blogs.monografias.com/geologia-peligros-naturales-geotecnologia/2009/09/25/sondeos-geotecnicos-y-calicatas/>

[6] - <http://www.engineeringcivil.com/wp-content/uploads/2010/10/Square-pattern-and-triangular-pattern-of-vertical-drains.JPG>

[7] - http://ptgsi.com/sites/default/files/gsi_pvd1_0.jpg

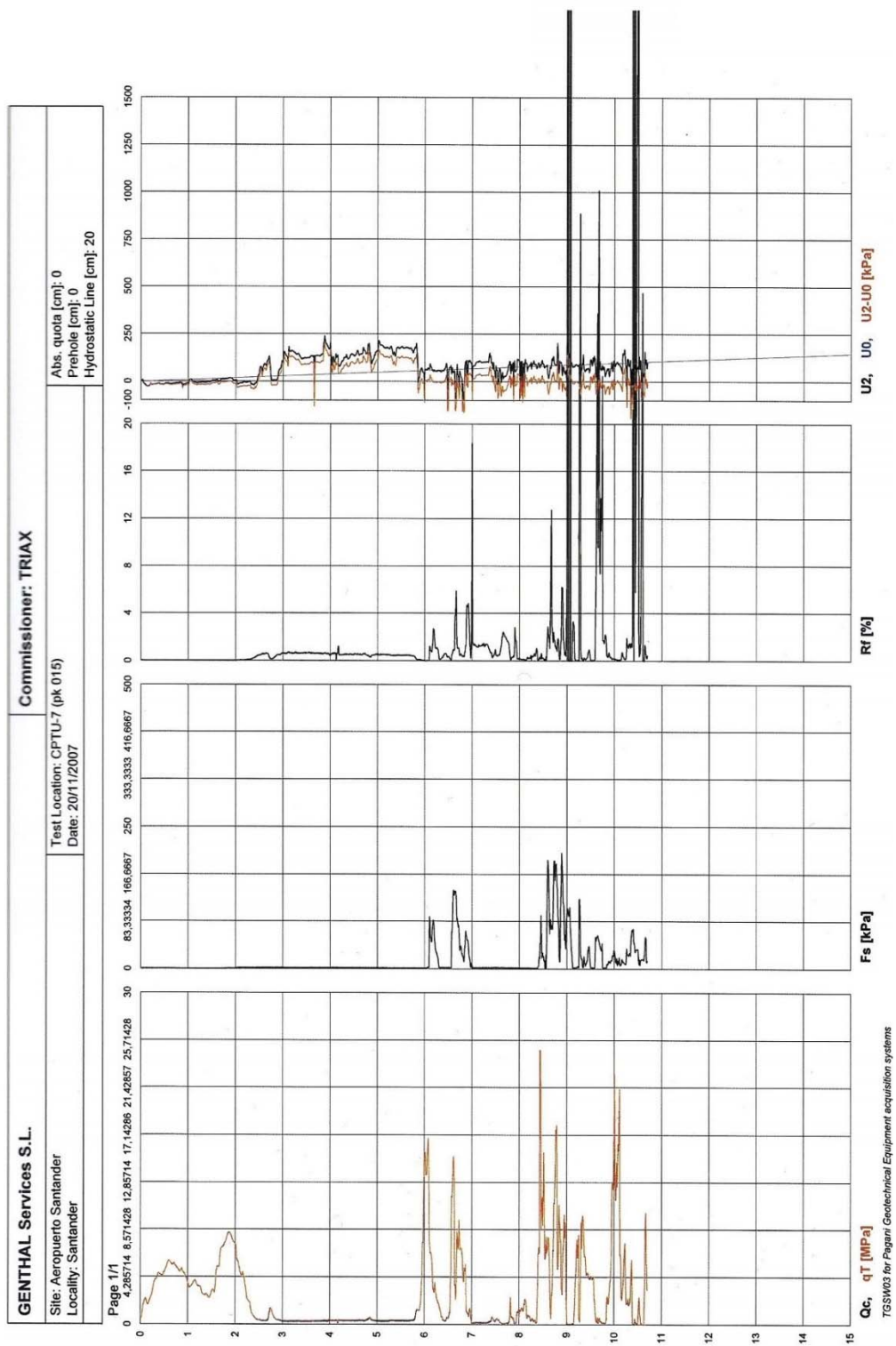
[8] - http://www.groundimprovement.ch/Ground_Improvement_Solutions/Vertical_Drains.html

ANEXOS

ANEXO 24

CPTU-7 PK 015

DADOS OBTIDOS EM PROFUNDIDADE



ANEXO 25
CPTU-7 PK 015
ESTIMATIVA DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

ESTIMA PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

Nr.	Prof.	Tipo	Cu	Eu	Mo	G	OCR	Puv	PuvS	Dr	Fi	Ey	K
1	0,04	CI	0,4	286,36	45,84	96,99	>9	1,81	1,89	72,76	45,0	15,28	0,00E+00
2	2,34	I	--	--	66,59	286,32	4,2	0,0	0,0	62,93	43,69	89,86	0,00E+00
3	2,72	CI	0,23	163,77	73,35	73,85	<0,5	1,72	1,8	5,0	24,62	9,78	1,00E-03
4	2,78	I	--	--	17,51	138,08	0,56	1,9	2,2	17,44	32,34	27,24	1,00E-03
5	4,16	CI	0,13	91,16	46,65	56,01	<0,5	1,62	1,7	5,0	17,32	6,22	1,00E-03
6	4,18	C	0,03	22,76	21,0	34,39	<0,5	1,39	1,47	--	--	--	4,39E-03
7	5,83	CI	0,13	92,98	51,15	59,25	<0,5	1,62	1,7	5,0	14,91	6,82	1,00E-03
8	5,88	I	--	--	16,89	136,72	<0,5	1,9	2,2	7,78	27,38	26,8	1,00E-03
9	5,89	CI	0,61	436,23	76,26	132,37	<0,5	1,88	1,96	6,21	26,84	25,42	1,00E-03
10	6,17	I	--	--	67,14	444,64	1,94	1,9	2,2	62,16	39,73	184,68	1,00E-03
11	6,21	C	1,58	1128,62	93,72	229,31	<0,5	2,04	2,12	--	--	--	8,54E-05
12	6,34	I	--	--	24,28	189,32	<0,5	1,9	2,2	21,79	30,94	45,66	1,00E-03
13	6,54	CI	0,25	179,22	89,55	83,42	<0,5	1,73	1,81	5,0	18,29	11,94	1,00E-03
14	6,63	I	--	--	72,92	303,46	2,16	1,9	2,2	66,6	40,32	226,32	1,00E-03
15	6,65	C	1,86	1324,86	109,68	252,44	<0,5	2,07	2,15	--	--	--	1,09E-07
16	6,66	C	1,15	818,87	69,21	190,54	<0,5	1,99	2,07	--	--	--	1,00E-11
17	6,67	C	1,54	1095,92	91,38	225,8	<0,5	2,04	2,12	--	--	--	4,92E-08
18	6,94	I	--	--	47,42	307,26	0,93	1,9	2,2	43,1	35,48	100,86	1,00E-03
19	6,96	C	0,64	452,44	80,16	136,47	<0,5	1,89	1,97	--	--	--	7,86E-03
20	6,97	I	--	--	19,57	143,17	<0,5	1,9	2,2	7,2	26,29	28,9	1,00E-03
21	6,98	C	0,3	215,64	42,3	92,34	<0,5	1,76	1,84	--	--	--	1,00E-03
22	6,99	C	0,13	91,45	56,1	62,69	<0,5	1,62	1,7	--	--	--	1,32E-05
23	7,00	CI	-0,05	-32,36	6,6	16,96	<0,5	0,0	0,0	5,0	-12,55	0,88	1,00E-11
24	7,37	C	0,01	8,6	23,4	36,74	<0,5	1,22	1,3	--	--	--	7,66E-03

Nr: Número progresivo estrato
 Prof: Profundidad estrato (m)
 Tipo: C: Cohesivo; I: Granular; CI: Cohesivo-Granular
 Cu: Cohesión no drenada (Kg/cm²)
 Eu: Módulo de deformación no drenado (Kg/cm²)
 Mo: Módulo edométrico (Kg/cm²)
 G: Módulo de deformación al corte (Kg/cm²)
 OCR: Grado de sobre consolidación (Kg/cm²)
 Puv: Peso específico (t/m³)
 PuvS: Peso específico saturado (t/m³)
 Dr: Densidad relativa (%)
 Fi: Ángulo de rozamiento interno (°)
 Ey: Módulo de Young (Kg/cm²)
 K: Permeabilidad (cm/s)

25	7,48	CI	0,15	106,99	63,3	67,49	<0,5	1,65	1,73	5,0	13,01	8,44	1,00E-03
26	7,49	C	0,05	33,11	33,9	46,08	<0,5	1,45	1,53	--	--	--	1,00E-03
27	7,58	CI	0,16	114,93	66,75	69,71	<0,5	1,66	1,74	5,0	13,45	8,9	1,00E-03
28	7,62	C	0,03	22,65	30,0	42,76	<0,5	1,39	1,47	--	--	--	1,00E-03
29	7,76	CI	-0,02	-13,81	15,6	28,68	<0,5	0,0	0,0	5,0	-3,56	2,08	6,69E-04
30	7,79	C	0,02	14,27	27,0	40,1	<0,5	1,31	1,39	--	--	--	1,00E-03
31	7,80	CI	0,22	155,53	83,55	79,96	<0,5	1,71	1,79	5,0	15,63	11,14	1,00E-03
32	7,82	I	--	--	21,24	177,27	<0,5	1,9	2,2	15,81	28,66	41,0	1,00E-03
33	7,93	CI	0,14	100,64	61,8	66,51	<0,5	1,64	1,72	5,0	12,19	8,24	1,00E-03
34	7,94	C	0,04	27,16	32,55	44,95	<0,5	1,42	1,5	--	--	--	1,00E-03
35	7,98	CI	0,48	339,0	62,94	117,72	<0,5	1,84	1,92	5,0	22,08	20,98	1,00E-03
36	7,99	I	--	--	21,37	136,22	<0,5	1,9	2,2	5,0	24,41	26,64	1,00E-03
37	8,00	CI	0,24	170,75	90,15	83,76	<0,5	1,72	1,8	5,0	16,2	12,02	1,00E-03
38	8,15	I	--	--	21,66	153,93	<0,5	1,9	2,2	8,79	26,22	32,54	1,00E-03
39	8,34	CI	0,2	144,28	80,25	78,02	<0,5	1,7	1,78	5,0	14,59	10,7	1,00E-03
40	8,35	C	-0,08	-56,96	0,0	0,0	<0,5	0,0	0,0	--	--	--	0,00E+00
41	8,36	CI	0,01	6,76	25,5	38,72	<0,5	1,18	1,26	5,0	1,32	3,4	1,00E-03
42	8,37	C	0,03	21,33	31,35	43,93	<0,5	1,37	1,45	--	--	--	1,00E-03
43	8,64	I	--	--	66,12	452,75	1,43	1,9	2,2	58,22	38,02	190,22	1,00E-03
44	8,65	C	2,37	1685,15	139,56	292,47	<0,5	2,11	2,19	--	--	--	2,00E-03
45	8,66	C	0,53	378,2	70,02	125,64	<0,5	1,86	1,94	--	--	--	1,00E-11
46	8,67	C	0,21	149,39	83,55	79,96	<0,5	1,7	1,78	--	--	--	1,00E-11
47	8,69	C	1,35	958,53	81,45	210,47	<0,5	2,01	2,09	--	--	--	1,22E-05
48	8,98	I	--	--	63,9	434,9	1,28	1,9	2,2	55,71	37,38	178,1	5,96E-03
49	8,99	C	1,72	1223,77	102,87	242,74	<0,5	2,06	2,14	--	--	--	8,67E-05
50	9,00	C	0,44	316,57	60,6	115,03	<0,5	1,83	1,91	--	--	--	1,00E-11
51	9,16	CI	-0,05	-33,14	11,85	24,24	<0,5	0,0	0,0	5,0	-8,75	1,58	1,00E-11
52	9,25	I	--	--	49,79	330,03	0,78	1,9	2,2	42,23	34,38	113,38	1,00E-03
53	9,28	C	0,13	89,25	61,35	66,21	<0,5	1,62	1,7	--	--	--	1,00E-11
54	9,60	I	--	--	48,45	321,49	0,72	1,9	2,2	40,61	33,94	108,62	1,00E-03
55	9,66	C	0,15	107,41	69,75	71,61	<0,5	1,65	1,73	--	--	--	1,00E-11
56	9,67	CI	-0,03	-18,05	19,65	33,02	<0,5	0,0	0,0	5,0	-3,67	2,62	1,00E-11
57	9,74	C	0,09	63,09	52,2	59,99	<0,5	1,56	1,64	--	--	--	1,00E-11
58	9,83	CI	-0,01	-6,72	24,45	37,74	<0,5	0,0	0,0	5,0	-1,22	3,26	9,44E-03
59	10,25	I	--	--	62,6	424,98	1,07	1,9	2,2	52,7	36,35	171,5	1,00E-03
60	10,28	C	0,91	646,53	114,9	170,04	<0,5	1,95	2,03	--	--	--	3,08E-03
61	10,29	I	--	--	27,03	190,94	<0,5	1,9	2,2	15,08	27,07	46,3	1,00E-03
62	10,32	C	0,87	622,23	111,06	166,55	<0,5	1,94	2,02	--	--	--	4,71E-03
63	10,33	I	--	--	27,14	194,45	<0,5	1,9	2,2	15,87	27,31	47,7	1,00E-03
64	10,34	C	0,97	691,38	61,08	176,53	<0,5	1,96	2,04	--	--	--	1,00E-03
65	10,37	I	--	--	44,17	294,85	0,57	1,9	2,2	35,19	32,39	94,28	7,02E-03
66	10,38	C	1,41	1001,2	85,89	217,41	<0,5	2,02	2,1	--	--	--	1,12E-04

67	10,43	CI	-0,09	-64,03	3,45	11,41	<0,5	0,0	0,0	5,0	-23,6	0,46	1,00E-11
68	10,44	C	0,17	119,87	77,1	76,13	<0,5	1,66	1,74	--	--	--	9,43E-11
69	10,50	CI	-0,05	-34,45	15,45	28,51	<0,5	0,0	0,0	5,0	-7,45	2,06	1,00E-11
70	10,53	C	0,82	583,66	105,12	161,05	<0,5	1,93	2,01	--	--	--	1,00E-03
71	10,54	C	0,5	354,02	68,4	123,86	<0,5	1,85	1,93	--	--	--	1,00E-03
72	10,55	C	0,3	217,07	46,5	97,84	<0,5	1,76	1,84	--	--	--	1,68E-03
73	10,63	CI	-0,08	-56,15	7,05	17,65	<0,5	0,0	0,0	5,0	-16,36	0,94	1,00E-11
74	10,64	C	0,96	683,13	60,57	175,63	<0,5	1,96	2,04	--	--	--	6,09E-03
75	10,71	I	--	--	52,25	346,31	0,72	1,9	2,2	42,28	33,91	122,68	1,00E-03

ANEXO 26
CPTU-7 PK 015
LITOLOGIA

NATURALEZA LITOLÓGICA (Robertson 1990 - A)

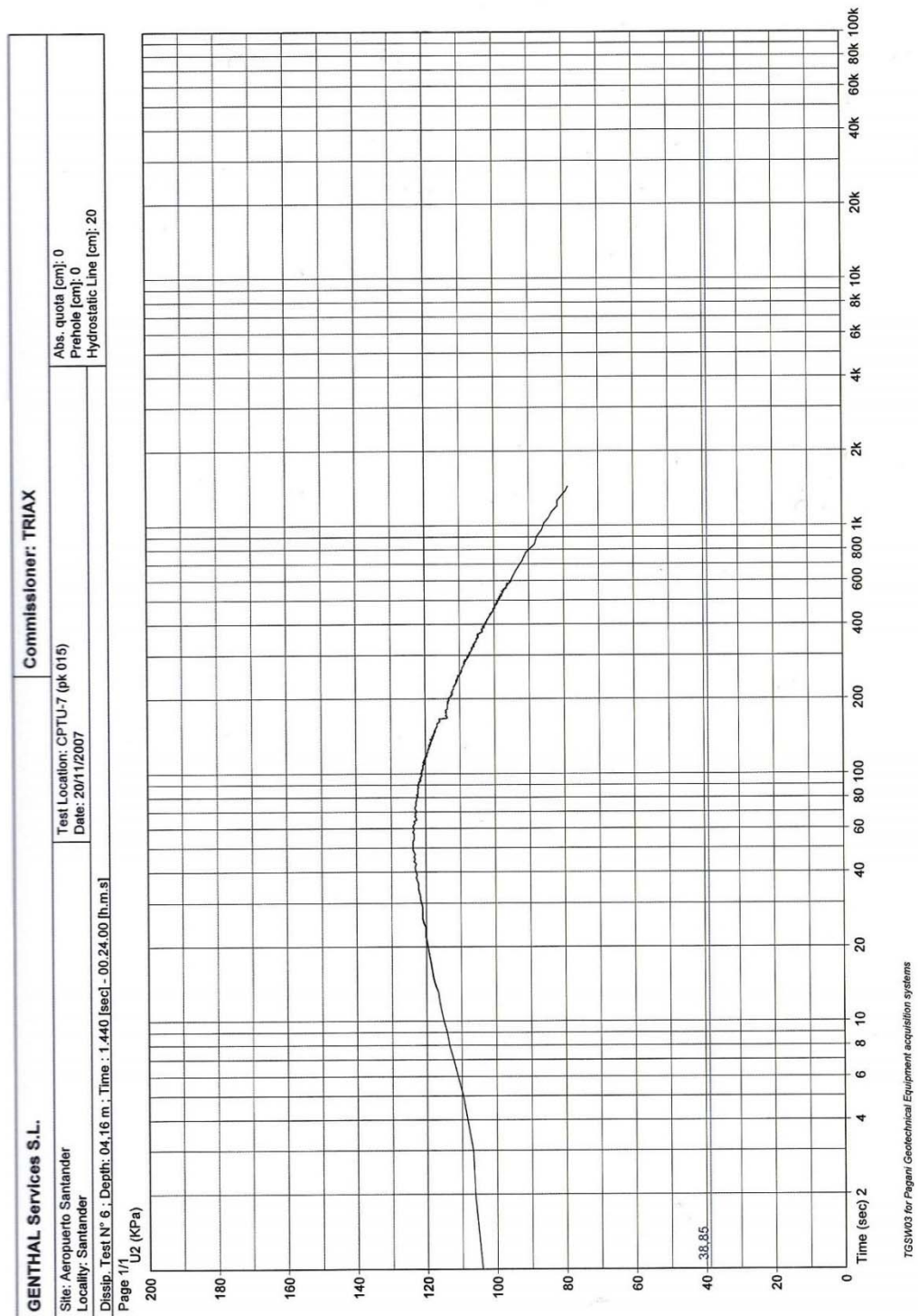
Profundidad (m)	Litología: Robertson 1990 - A
0,04	Suelos finos tixotrópicos
0,25	Arenas limosas - Limos Arenosos
1,29	Arenas - Arenas limosas
1,49	Arenas limosas - Limos Arenosos
2,23	Arenas - Arenas limosas
2,34	Arenas limosas - Limos Arenosos
2,72	Suelos finos tixotrópicos
2,78	Arenas limosas - Limos Arenosos
4,16	Suelos finos tixotrópicos
4,18	Terrenos orgánicos - Turbas
5,83	Suelos finos tixotrópicos
5,93	Arenas limosas - Limos Arenosos
5,99	Arenas - Arenas limosas
6,02	Arenas
6,06	Arenas - Arenas limosas
6,08	Arenas
6,09	Arenas - Arenas limosas
6,11	Arenas limosas - Limos Arenosos
6,15	Arenas - Arenas limosas
6,17	Arenas limosas - Limos Arenosos
6,21	Limos arcillosos - Arcillas limosas
6,34	Arenas limosas - Limos Arenosos
6,34	Suelos finos tixotrópicos
6,63	Arenas - Arenas limosas
6,65	Limos arcillosos - Arcillas limosas
6,66	Arcillas - Arcillas limosas
6,67	Limos arcillosos - Arcillas limosas
6,68	Arenas limosas - Limos Arenosos
6,83	Arenas - Arenas limosas
6,87	Arenas limosas - Limos Arenosos
6,94	Arcillas - Arcillas limosas
6,96	Limos arcillosos - Arcillas limosas
6,97	Arenas limosas - Limos Arenosos
6,98	Limos arcillosos - Arcillas limosas
6,99	Terrenos orgánicos - Turbas
7,00	Suelos finos tixotrópicos
7,37	Terrenos orgánicos - Turbas
7,58	Suelos finos tixotrópicos
7,62	Terrenos orgánicos - Turbas
7,76	Suelos finos tixotrópicos
7,79	Terrenos orgánicos - Turbas
8,00	Suelos finos tixotrópicos
8,15	Arenas limosas - Limos Arenosos
8,34	Suelos finos tixotrópicos
8,35	Terrenos orgánicos - Turbas
8,36	Suelos finos tixotrópicos
8,37	Terrenos orgánicos - Turbas
8,38	Arenas limosas - Limos Arenosos
8,57	Arenas - Arenas limosas
8,64	Arenas limosas - Limos Arenosos
8,65	Limos arcillosos - Arcillas limosas
8,66	Arcillas - Arcillas limosas
8,67	Terrenos orgánicos - Turbas
8,69	Limos arcillosos - Arcillas limosas
8,79	Arenas - Arenas limosas
8,83	Arenas limosas - Limos Arenosos
8,86	Arenas - Arenas limosas
8,88	Arenas limosas - Limos Arenosos
8,91	Arcillas - Arcillas limosas

8,94	Arenas limosas - Limos Arenosos
8,98	Arenas - Arenas limosas
8,99	Limos arcillosos - Arcillas limosas
9,00	Arcillas - Arcillas limosas
9,16	Suelos finos tixotrópicos
9,25	Arenas - Arenas limosas
9,28	Terrenos orgánicos - Turbas
9,43	Arenas - Arenas limosas
9,48	Arenas limosas - Limos Arenosos
9,57	Arenas - Arenas limosas
9,59	Arenas limosas - Limos Arenosos
9,60	Arcillas - Arcillas limosas
9,74	Terrenos orgánicos - Turbas
9,83	Suelos finos tixotrópicos
9,90	Arenas limosas - Limos Arenosos
10,07	Arenas - Arenas limosas
10,11	Arenas
10,14	Arenas - Arenas limosas
10,18	Arenas limosas - Limos Arenosos
10,24	Arenas - Arenas limosas
10,25	Arenas limosas - Limos Arenosos
10,28	Limos arcillosos - Arcillas limosas
10,29	Arenas limosas - Limos Arenosos
10,32	Limos arcillosos - Arcillas limosas
10,33	Arenas limosas - Limos Arenosos
10,34	Limos arcillosos - Arcillas limosas
10,37	Arenas limosas - Limos Arenosos
10,38	Limos arcillosos - Arcillas limosas
10,50	Suelos finos tixotrópicos
10,51	Arcillas - Arcillas limosas
10,53	Arenas limosas - Limos Arenosos
10,54	Limos arcillosos - Arcillas limosas
10,55	Arcillas - Arcillas limosas
10,63	Suelos finos tixotrópicos
10,64	Limos arcillosos - Arcillas limosas
10,65	Arenas limosas - Limos Arenosos
10,69	Arenas - Arenas limosas
10,71	Arenas limosas - Limos Arenosos

ANEXO 27

CPTU-7 PK 015

ANÁLISE DAS DISSIPACÕES



U = Presión de poros al inicio de la disipación

U_o = Presion hidrostática

U_{t50} = Presion de poros al 50% de la disipación

t₅₀ = tiempo en el que se alcanza el 50% de la disipación

T₅₀ = Factor de tiempo para t₅₀

I_r = Indice de rigidez

CPTU-7 PK 015

Disipación a cota -4,16 metros

U = 123,76 KPa

U_o = 38,85 KPa

U_{t50} = 81,30 KPa

t₅₀ = 1210 sec

R = 1,78 cm

I_r = G/Su G = 5601 KPa

Su = 13 KPa

T₅₀ = 0,245

$$Ch = \frac{T_{50} R^2 \sqrt{I_R}}{t_{50}}$$

$$Ch = 0,013 \text{ cm}^2/\text{sec}$$

